

BAUINGENIEUR

TSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Herausgeber: Prof. Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler / Berlin

Mitherausgeber: Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel / Darmstadt

SPRINGER-VERLAG BERLIN GÖTTINGEN HEIDELBERG

1961

2

B 1004 e Hubert Zettelmeyer · Maschinenfabrik · Konz bei Trier



7
10 t

*Eine Zettelmeyer
sollte man haben!*



KRUPP



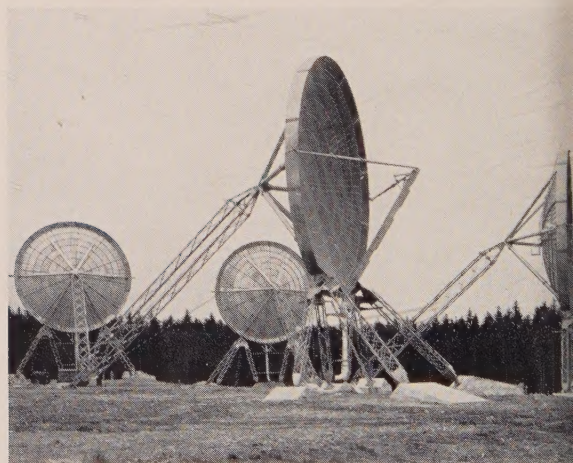
Reflektor-Antenne

für UHF-Überreichweiten-Richtstrahlen (Tropospheric-Forward-Scatter System)

für Nachrichtensysteme mit weit entfernten Stationen. Jede Richtstrahlung hat hundertundmehr Telefonkanäle und weitere Signalfunkkanäle im UHF-Bereich von 350 MHz bis 960 MHz

Die Bilder zeigen Antennen mit Reflektoren von 18 m Durchmesser in ein Nachrichtensystem von mehreren tausend Kilometern Länge, mit Stationsentfernungen bis zu 350 km

Reflektoren von 37 m Durchmesser und 800 km Reichweite sind in Planung.



150 JAHRE
KRUPP
1811—1961

FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAU

Das **RECHENZENTRUM RHEIN-RUHR** ist das erste herstellerunabhängige Institut seiner Art in Deutschland. Es befaßt sich mit den elektronischen Aufgaben von verschiedenartigsten Berechnungen aus Wirtschaft, Wissenschaft und Technik. Seine mannigfaltigen Erfahrungen stellt es in den Dienst jedes Kunden. Besonders erfolgreich war es auf dem Gebiet des Bauwesens. Hierfür aus der umfangreichen Programmbibliothek einige Beispiele.

Baustatik:

1. Durchlaufträger allgemeiner Art
Gerader, torsionssteifer Durchlaufträger · Beliebig gekrümmter, torsionssteifer Durchlaufträger
2. Bestimmung von Querschnittswerten von Spannbeton- und Stahlbrücken
3. Berechnung des Einflusses von Vorspannung am Durchlaufträger
4. Trägerroste
5. Stockwerkrahmen · Ein ganz allgemeines Stockwerkrahmenprogramm wird in Kürze abgeschlossen
6. Allgemeines räumliches Rahmensystem zur Berechnung von Rohrleitungssystemen

Straßenbau:

1. Massenberechnung der Frostschutzschicht (kann in ganz ähnlicher Form für Erdmassenberechnungen verwendet werden)
2. Berechnungen von Deckenhöhen für Autobahnen (in Kürze abgeschlossen)

Allgemeine mathematische und Vermessungsprobleme

1. Lösung linearer Gleichungssysteme und Berechnung von Eigenwerten von Determinanten
2. Matrizenoperationen allgemeiner Art
3. Klothoidenberechnung
4. Koordinatentransformation

MATHEMATISCHER BERATUNGS- UND PROGRAMMIERUNGSDIENST G.M.B.H.

Dortmund, Kleppingstraße 26 · Telefon 26353

Zu genaueren Auskünften stehen wir Ihnen jederzeit gern zur Verfügung. Fordern Sie, bitte, unsere Spezialprospekte an.



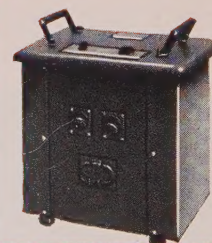
64/56

Fehlerfreies Schweißen

Mit dem Siemens-Kleinschweißtransformator LR 4 v kann auch der weniger Geübte alle auf Baustellen vorkommenden Schweißarbeiten sachgemäß ausführen.

- Stufenlose Stromeinstellung
- Großer Strombereich bis 180 A
- Elektroden von 1 bis 4 mm $\varnothing$ verschweißbar
- Universelle Anschlußmöglichkeit für 220 und 380 V
- Tragbare Ausführung

Der Siemens-Kleinschweißtransformator LR 4 v eignet sich ebenso gut als Montageschweißgerät für Baustellen wie für alle Installationsarbeiten, Reparaturen in und außer Haus und zum Schalttafel- bzw. Blitzableiterbau.

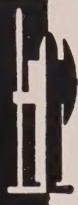


Kleinschweißtransformator
LR 4 v
Max. Schweißstrom 180 A

SIEMENS - SCHUCKERTWERKE AG

Stelcon**INDUSTRIEBÖDEN**

Seit Jahrzehnten verlegt
Seit Jahrzehnten erprobt
Seit Jahrzehnten bewährt

**Stelcon AKTIENGESellschaft
ESSEN**

Stelcon-Haus · Alfredstraße 98, Telefon 7 18 51/52/53
Stelcon-Werke: Neuß/Hafen, Fernschreiber 08 57 833

Wettbewerb 1961 für den Bau einer Rheinbrücke in Köln im Zuge der Inneren Kanalstraße

Die Stadt Köln schreibt einen Wettbewerb aus zur Erlangung von Entwürfen und bindenden Angeboten für den Bau einer Brücke in Köln im Zuge der Inneren Kanalstraße.

Für die besten Entwürfe werden folgende Preise ausgesetzt:

1. Preis 30 000,— DM

2. Preis 25 000,— DM

3. Preis 20 000,— DM

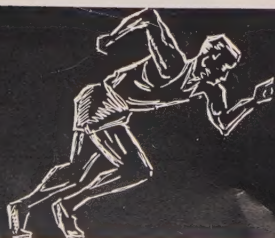
Außerdem sollen bis zu 4 Ankäufe zu je 10 000,— DM erfolgen.

Teilnahmeberechtigt sind alle Bau- und Stahlbauunternehmen, die bereits entsprechende Arbeiten in ähnlichem Umfang ausgeführt haben.

Die Entwürfe nebst Angeboten sind verschlossen und versiegelt mit Kennwort versehen entsprechend den Wettbewerbsbedingungen bis spätestens 14. Juli 1961, 10.00 Uhr, beim Tiefbauamt — Wasser- und Brückenbauabteilung — der Stadt Köln, Stadthaus, Zimmer 200, abzugeben.

Die Unterlagen für den Wettbewerb werden ab Montag, den 6. 2. 1961, in der Zeit von 8.30 bis 12.30 Uhr (außer samstags), soweit der Vorrat reicht, den Bewerbern nach Vorlage des Zahlungsbeleges über den Betrag von 170,— DM, der bei der Sparkasse der Stadt Köln auf Girokonto 92 zugunsten des Hpl. 651/3/111 einzuzahlen ist, im Zimmer 200 des Stadthauses Köln, Gürzenichstraße 14, ausgehändigt.

Der Oberstadtdirektor von Köln



... sie liegen gut im Rennen mit einer vandex-abdichtung

wegfall zusätzlicher bauteile
keine austrocknungszeiten
kürzere wasserhaltung

VANDEX ISOLIERMITTEL-GES. MBH · HAMBURG-STELLINGEN · KIELER STR. 335





Eine
große Marke⁺
bietet
große
Sicherheit

Hinter dem Garantiezeichen **montanzement** stehen sieben bedeutende Werke der Montan-Industrie: **August Thyssen-Hütte AG., Hoesch AG. Westfalenhütte, Hüttenwerk Oberhausen AG., Hütten- und Bergwerke Rheinhausen AG. Hüttenwerk Rheinhausen, Klöckner-Werke AG. Georgsmarienwerke, Rheinstahl Eisenwerke Gelsenkirchen AG., Rheinstahl Eisenwerke Mülheim/Meiderich AG.**

Sie liefern über den Baustoffhandel Hochofen- und Eisenportlandzement. Für die Qualität bürgt neben dem Ruf und den Erfahrungen der Herstellerwerke eine ständige Kontrolle

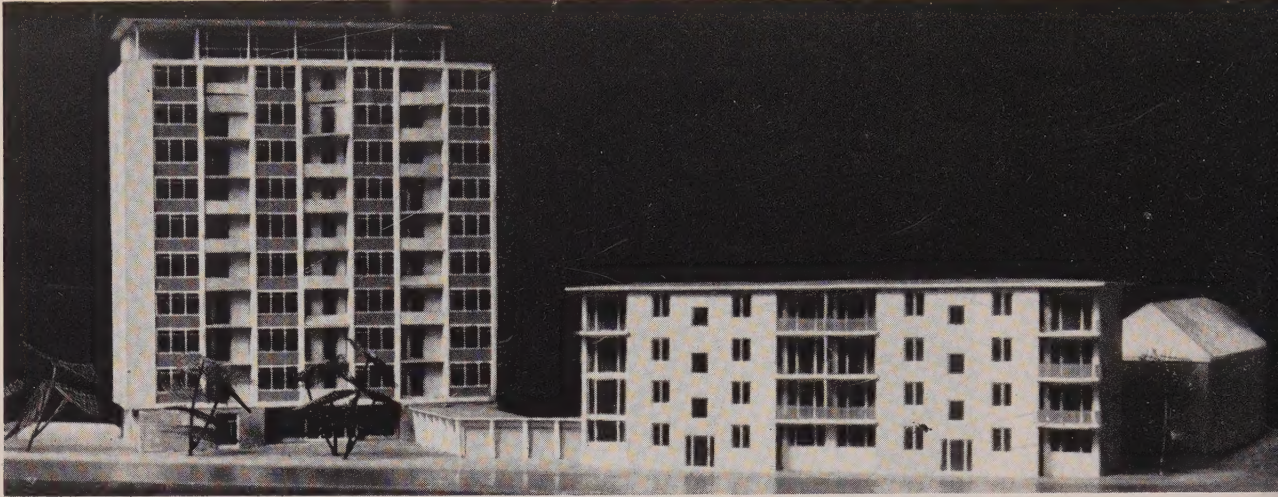
durch die Werksprüfstellen und den Verein deutscher Zementwerke e. V., sowie eine freiwillige Überwachung durch das Forschungsinstitut für Hochofenschlacke in Rheinhausen. Alle Zemente entsprechen den DIN-Normen.

⁺ **montanzemente** zeichnen sich durch Festigkeit, gutes elastisches Verhalten, Sicherheit vor Temperaturrissen, Undurchlässigkeit und Wirtschaftlichkeit aus. Fordern Sie unverbindliche Beratung und Informationsmaterial von der **montanzement Vertriebs-GmbH, Düsseldorf, Berliner Allee 17.**



**Montan-
ement**

zuverlässig wie Stahl und Eisen



Miele

Miele-Waschanlagen beweisen im pausenlosen Einsatz ihre sprichwörtliche Zuverlässigkeit

In Köln wird ein Wohnhochhaus der Gemeinnützigen Wohnungsgenossenschaft Köln Süd gerade fertig. Für die Gemeinschaftswaschanlage sind zwei automatische Maschinengruppen von insgesamt 14 kg Fassungsvermögen vorgesehen. An jeder Gruppe sind 36 Familien beteiligt.

Herr Jakob Müller, beratender Architekt der Wohnungsgenossenschaft, äußerte sich zu diesem Projekt:

„Den ersten Auftrag an die Firma Miele vergab ich 1949; sie auch für diese Anlage heranzuziehen, war für mich gar keine Frage: Nach meinen Erfahrungen sind Miele-Maschinen stets nach dem neuesten Stand der Technik ausgerüstet – in der Verarbeitung jedoch so solide wie eh und je.“

„Was mich außerdem veranlaßt, immer wieder auf Miele zurückzukommen: Für die gesamte Anlage mit Waschautomaten, Schleudern, Trocknern und Heißmangeln habe ich mich nur mit einer einzigen Lieferfirma zu tun und nur mit einem einzigen – übrigens vorbildlichen – Kundendienst.“



677

Automatic 701

Trockenautomatic 705

Wäscheschleuder WZ II

Heißmangel HM 1750

Für jedes Bauprojekt die richtige Miele-Waschanlage:

Voll-, teil- oder halbautomatische Waschmaschinen von 4-30 kg Fassungsvermögen wahlweise für Kohle-, Dampf-, Gas- oder Elektroheizung

Wäscheschleudern von 2,5-15 kg Fassungsvermögen

Trockenautomaten von 12-30 kg Stundenleistung

Heißmangeln mit 175 und 210 cm Arbeitsbreite

Wir arbeiten Ihnen auf Wunsch Vorentwürfe und Rentabilitätsberechnungen aus.

Mielewerke AG, Gütersloh / Westfalen

Inhaltsübersicht

	Seite
K 625.721 : 656.1 : 711.73 <i>Prof. Dr.-Ing. habil. B. Wehner, Berlin:</i> Messung von Straßennetzen nach der Leistungsfähigkeit mit 9 Abbildungen	41
K 624.074.4.012.4 : 666.97.015.462 : 539.374 <i>Dr.-Ing. Hk. Bandel, New York:</i> Das statische Verhalten der randverstärkten Betondeckelschale mit schlaff bewehrtem oder vorge- spanntem Zugring bei rotationssymmetrischer Be- lastung und Berücksichtigung der Kriech- und Schrumpfverformungen mit 8 Abbildungen	46
K 621.396.677.833.2 : 624.94.016.7 : 624.074.7.04 <i>P. Enneper, Rheinhausen:</i> Reflektorantennen großer Abmessung in neuer Bau- weise und ihre Statik mit 38 Abbildungen	55
K 699.81 : 614.84 : 351.785.077 <i>Dr.-Ing. W. Bongard, Köln:</i> Ein graphischer Bewertungsmaßstab zur Be- stimmung des baulichen Brandschutzes mit 3 Abbildungen	66
 Kurze Technische Berichte	
K 666.97.004.12 : 621.039.538.001.5 : 539.1.047 Versuche zur Bestimmung der Reaktorstrahlung- abschirmungseigenschaften von Beton mit 3 Abbildungen	69
K 624.137.4 : 624.152.634.3 : 691.328.2-411 (759) Stützwände aus Spannbeton in Florida (USA) mit 5 Abbildungen	71

DK 69.059.38 : 624.023.673

**Neue Stützen in 12geschossigem Altbau für Aufstockung
von weiteren 12 Geschossen**

Mit 3 Abbildungen

DK 627.824.3.061 : 627.839.1 : 627.84 (794)

Erddamm zur Absperrung einer Felsschlucht

Mit 4 Abbildungen

DK 624.194.24 : 624.152/.153 (759)

**Bau einer mit Zugpfählen verankerten Tunnelsohle
in offener Baugrube unter Wasser**

Mit 1 Abbildung

Buchbesprechungen

Neuerscheinungen

Verschiedenes: o. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Hermann
Grenng 70 Jahre, S. 75 — Dr.-Ing. E. h. Rudolf Christiani
gestorben, S. 76 — Prof. Dr.-Ing. E. h. F. W. Neuffer †,
S. 76 — Arbeitsausschuß für Hochstraßen, S. 76 — 9. Deut-
sche Kunststofftagung Berlin 1961, S. 76 — Tagung der
Hafenbautechnischen Gesellschaft Köln 1961, S. 76 —
Ideenwettbewerb „Unterirdisches Bauen“ (Schmitz-Scholl-
Wettbewerb), S. 76 — DIN, S. 76

Momenten-Einflußzahlen für Durchlaufträger mit beliebigen Stützweiten

Von Dr.-Ing. H. Graudenz, Duisburg

Dritte Auflage

Mit 80 Zahlentafeln und 14 Abbildungen.

IV, 90 Seiten Gr.-8°. 1960. DM 7,50

INHALTSVERZEICHNIS

Einleitung · Zahlenbeispiele · Einspannmomente ·
Übersicht über die Tafeln · Tafel für Zweifeld-
träger (Tafel 1) · Tafeln für Dreifeldträger (Tafel
2—16) · Tafeln für Vierfeldträger (Tafeln 17—80).

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Bemessung von Straßennetzen nach der Leistungsfähigkeit

Von Prof. Dr.-Ing. habil. Bruno Wehner, Berlin

DK 625.721 : 656.1 : 711.73

In der vorliegenden Arbeit wird in gedrängter Form eine wichtige Teilaufgabe der Straßenplanung geschildert, die der Trassierung einschließlich der geometrischen Ausbildung der Knoten und der bautechnischen Planung vorausgehen muß.

Jede verkehrliche Bemessung von einzelnen Straßenabschnitten oder von ganzen Netzen muß neben der Sicherheit und Wirtschaftlichkeit die Leistungsfähigkeit der Straßenanlage berücksichtigen. Mit der schnellen Zunahme der Motorisierung wächst heute das Mißverhältnis zwischen den für den Verkehr zur Verfügung stehenden Flächen und den Fahrleistungen auf den Straßen. Die Dimensionierung der Straßen nach ihrer Leistungsfähigkeit ist daher eine wichtige Voraussetzung für den Ausbau eines Straßennetzes. Die heute der Straßenverkehrstechnik zur Verfügung stehenden Verfahren gestatten an Stelle der bisher üblichen intuitiven Arbeitsweise die zahlenmäßige Bemessung nach der Stärke des zukünftigen Verkehrs. Dabei ist zunächst von der gegenwärtigen Inanspruchnahme der Straßen auszugehen. Durch Bestimmung von Zuwachsfaktoren, die sich aus der zu erwartenden Zunahme des Fahrzeugbestandes und der Fahrleistungen ergeben, lassen sich Stärke und Verlauf der Verkehrsströme auf dem geplanten Straßennetz ermitteln. Gegebenenfalls ist außerdem die beabsichtigte Änderung der Flächennutzung des betrachteten Verkehrsgebietes, z. B. durch neue Baugebiete, zu berücksichtigen.

Ermittlung des gegenwärtigen Verkehrs

Der gegenwärtige Verkehr in einem Gebiet kann durch Querschnittszählungen, Stromverkehrszählungen oder aus einer Flächennutzung ermittelt werden.

Durch Querschnittszählungen wird die Belastung einzelner Straßenabschnitte nach Art und Zahl der Fahrzeuge sowie nach der gewichtsmäßigen Inanspruchnahme bestimmt. Derartige Erhebungen sind mit einem recht großen Aufwand an Zählpersonal verbunden, die Erhebungsform selbst ist dagegen relativ einfach. Damit umfassende Zählergebnisse für eine möglichst große Zahl von Straßenquerschnitten mit erträglichen Kosten ermöglicht werden, sind in den letzten Jahren in zunehmendem Maße automatische, selbstschreibende Zählgeräte entwickelt worden, die die Verkehrsstärken an den einzelnen Zählquerschnitten fortlaufend ermitteln. Hier sind z. B. zu nennen: Schlauchzählgeräte, bei denen die Zahl der Fahrzeugachsen, die einen quer über die Fahrbahn gespannten Zählschlauch überfahren, auf pneumatisch-elektrischem Wege gemessen wird, fest eingebaute Zählschweller, bei denen die Fahrzeugachsen auf elektromagnetischem Wege registriert werden, und neuerdings auch Geräte, die auf Radarbasis arbeiten.

Die Ergebnisse derartiger Dauerzählstellen lassen deutlich erkennen, daß der tägliche, wöchentliche und jährliche Verkehrsablauf bestimmten Gesetzmäßigkeiten unterworfen ist. So ist es möglich, aus diesen Zählergebnissen Umrechnungsfaktoren zu gewinnen, die die stündlichen, täglichen und monatlichen Schwankungen des Verkehrs erkennen lassen. Mit Hilfe dieser aus den Ergebnissen von wenigen Dauerzählstellen gewonnenen Umrechnungsfaktoren lassen sich dann für eine Vielzahl von Punkten im Straßennetz, an denen Kurzzählungen durchgeführt werden, die Verkehrsbelastungen über größere Zeiträume ermitteln.

Da sich durch den Neu- und Ausbau von Straßenzügen die Verteilung des Verkehrs auf einem Straßennetz wesentlich ändern kann, ist es erforderlich, daß neben der Stärke der Verkehrsströme auch deren Quelle und Ziel bekannt sind. Die Angaben über den Verlauf der Ströme werden durch Befragen der Verkehrsteilnehmer oder durch Verfolgen des Weges von Fahrzeugen in dem betreffenden Erhebungsgebiet gewonnen. Wie bei den Querschnittszählungen genügt es auch hier, sich mit Stichprobenerhebungen zu begnügen, wenn die Gesetzmäßigkeiten des Verkehrsablaufs bekannt sind. Wegen der sehr erheblichen Aufwendungen,

die mit derartigen Stromzählungen verbunden sind, geht man deshalb in zunehmendem Maße dazu über, auch hier nur Stichprobenerhebungen durchzuführen, für die dann mit Hilfe der langfristigen Querschnittszählungen der Gesamtverlauf der Verkehrsströme abgeleitet werden kann.

In jüngster Zeit ist man bestrebt, die verkehrserzeugende Wirkung der bebauten Flächen in Abhängigkeit von ihrer Nutzung zu erfassen. Auch hier sind gewisse Gesetzmäßigkeiten zu erkennen, wodurch sich die Zahl der hervorgerufenen Kfz-Fahrten und ihre Verteilung bestimmen lassen. Die so ermittelten Werte sind dann besonders wichtig, wenn in einzelnen Verkehrsräumen, z. B. durch Erschließung neuer Wohn- und Arbeitsgebiete, mit einer weitgehenden Änderung der Flächennutzung zu rechnen ist, für die sich aus den heutigen Verkehrszählungen keine Angaben über den zu erwartenden Verkehr gewinnen lassen.

Verkehrszunahme

Das Anwachsen des Verkehrs in den kommenden Jahren ergibt sich aus der Zunahme der Einwohnerzahl, dem Motorisierungsgrad und den durchschnittlichen Jahresfahrleistungen bis zum Zeitpunkt des Planungsziels. Im einfachsten Falle wird hierbei für das gesamte betrachtete Gebiet mit dem gleichen Zuwachsfaktor gerechnet. Für größere Verkehrsräume können sich aber durch eine differenzierte Entwicklung in den einzelnen Teilgebieten auch vielfach unterschiedliche Zuwachsfaktoren ergeben. Das dadurch bedingte unterschiedliche Anwachsen der einzelnen Verkehrsströme läßt sich dann iterativ ermitteln.

Für die Bestimmung der Zuwachsfaktoren von Einwohnerzahl und Motorisierung sind Voraussagen der statistischen Ämter heranzuziehen. So ist z. B. die zu erwartende Höhe des Brutto-Sozialprodukts je Kopf der Bevölkerung ein Anhaltspunkt für die voraussichtliche Zahl der Kraftfahrzeuge in der Zukunft.

Netzbildung

Die nach Quelle, Ziel und Stärke ermittelten zukünftigen Verkehrsströme bilden die Grundlage für eine Bemessung der einzelnen Straßenabschnitte und für eine verkehrsgerechte Netzbildung. Unter Berücksichtigung der vorhandenen Straßen und der topographischen Gegebenheiten wird für das zukünftige Straßennetz ein erster Entwurf mit meist mehreren Varianten aufgestellt. Für jede dieser Varianten sind nun die ermittelten Verkehrsströme auf die einzelnen Straßenabschnitte des Netzes so zu verteilen, daß sich für jeden Kraftfahrer jeweils der günstigste Weg zwischen Quelle und Ziel ergibt.

Dieser Weg wird durch eine Vielzahl von Faktoren wie Fahrzeit, Weglänge, Fahrkomfort, Sicherheit, Gewohnheit und für ortsfremde Fahrer auch durch die Beschilderung bestimmt. Obwohl die Wahl des Weges der freien Entscheidung jedes einzelnen Kraftfahrers überlassen ist, haben Untersuchungen ergeben, daß für ein Kollektiv von Fahrzeugen bestimmte Gesetzmäßigkeiten auftreten. Dabei hat sich gezeigt, daß der wichtigste Faktor bei der Wahl einer Strecke im allgemeinen die erforderliche Fahrzeit ist, die sich rechnerisch aus Weglänge und mittlerer Geschwindigkeit ergibt. Die Weglänge kann einfach aus den vorhandenen Planunterlagen entnommen werden. Zur Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit sind auf verschiedenen Straßenabschnitten Geschwindigkeitsmessungen durchzuführen.

Wenn sich die zukünftigen Straßen- und Verkehrsverhältnisse nicht wesentlich von den gegenwärtigen unterscheiden, können für die Verteilung der Verkehrsströme die gegenwärtigen mittleren Reisegeschwindigkeiten der Fahrzeuge zugrunde gelegt werden. Für die durchschnittliche Geschwindigkeit der Fahrzeuge auf geplanten Straßen

müssen entsprechende Vergleichswerte bestehender Straßen herangezogen werden. Soweit für einzelne Straßenzüge eine koordinierte Lichtsignalregelung (z. B. „Grüne Welle“) vorgesehen ist, ergibt sich aus dieser Planung auch die zu erwartende mittlere Geschwindigkeit.

Bei der einfachsten Form der Verteilung der Verkehrsströme wird nur die erforderliche Fahrzeit auf den verschiedenen Strecken berücksichtigt, da sie — wie bereits erwähnt — der wichtigste Faktor für den Entscheid des Kraftfahrers bei der Wahl des Weges ist. Während diese vereinfachende Annahme für die Planung ganzer Netze im allgemeinen ausreicht, da sich dann die entstehenden Abweichungen weitgehend ausgleichen, muß bei der Ermittlung des zu erwartenden Verkehrs einzelner Straßenzüge, z. B. von geplanten Stadtautobahnen oder Umgehungsstraßen, der Benutzungsgrad eingehender geprüft werden. Hier ist für die Verteilung der Verkehrsströme außer der Fahrzeit auch Gewinn und Verlust an Weglänge zu berücksichtigen. Die übrigen Einflüsse bei der Wahl des Weges durch den Kraftfahrer, z. B. Fahrsicherheit und Fahrkomfort, lassen sich nur von Fall zu Fall erfassen.

Eine derartige Verteilung der Verkehrsströme auf das zukünftige Straßennetz bereitet zwar im Prinzip keine Schwierigkeiten, ist jedoch mit erheblichem Arbeitsaufwand verbunden. Es kommt hinzu, daß die gesamte Rechnung im allgemeinen für mehrere Varianten des geplanten Straßennetzes durchzuführen ist. Man ist daher bestrebt, die Rechenarbeit soweit wie möglich zu mechanisieren, und verwendet hierzu neuerdings auch Rechenhilfen, z. B. ein elektromechanisches Rechengerät, bei dem für die einzelnen Abschnitte eines Straßennetzes die erforderlichen Fahrzeiten und Weglängen durch elektrische Widerstände entsprechender Größe dargestellt werden. Für eine Fahrt, deren Quelle und Ziel bekannt ist, kann so der günstigste Weg aus dem kleinsten Gesamtwiderstand für die Fahrzeiten bzw. für die Weglängen ermittelt werden. Wenn der günstigste Weg (u. U. auch mehrere Wege) für einen Verkehrsstrom gefunden ist, kann dann die Zahl der Kraftfahrzeuge durch eine entsprechende Zahl von Impulsen in das Rechengerät eingegeben werden, und die Verkehrsbelastung der einzelnen Strecken des Netzes wird in Zählwerken registriert, die jedem Straßenabschnitt zugeordnet sind.

Wenn für alle Teilabschnitte des geplanten Straßennetzes die voraussichtliche Verkehrsbelastung ermittelt ist, können die erforderlichen Abmessungen für alle Straßenstrecken festgelegt werden bzw. zeigt sich bei festliegenden Straßenabmessungen, ob die erforderliche Leistungsfähigkeit oder andererseits eine genügende Auslastung vorhanden ist. Stimmen für einzelne Abschnitte des Netzes die geplanten Straßenabmessungen nicht mit den zu erwartenden Verkehrsverhältnissen überein, so sind die Planungen zu ändern, und die zukünftigen Belastungen für dieses geänderte Netz sind erneut zu ermitteln. Die Rechnungen müssen dann so lange wiederholt werden, bis die ermittelten Belastungszahlen mit

der Leistungsfähigkeit des den Berechnungen zugrunde gelegten Netzes in Einklang stehen.

Beispiele für die zahlenmäßige Bemessung von Straßen und Knotenpunkten

A. Verkehrsbelastung des geplanten innerstädtischen Schnellstraßennetzes von Berlin

In Berlin wurde mit dem Bau eines Schnellstraßennetzes begonnen, das überwiegend kreuzungs- und anbaufrei ausgebildet werden soll. In der Innenstadt sind vier Schnellstraßenzüge vorgesehen, und zwar je zwei etwa in Ost-West- und in Nord-Süd-Richtung, die den Stadtkern tangieren und das sogenannte Tangentenviereck bilden. Nach allgemeinen Überlegungen war von der Stadtplanung zunächst vorgesehen, alle Schnellstraßenabschnitte mit dreispurigen Richtungsfahrbahnen auszubauen und die beiden westlichen Knotenpunkte des Tangentenvierecks als Kleeblattlösungen auszuführen.

Eine Ermittlung der später zu erwartenden Belastung des geplanten Straßennetzes auf Grund von Verkehrszählungen ist in Berlin gegenwärtig nicht möglich, da der Verlauf der Verkehrsströme sich nach einer Wiedervereinigung der geteilten Stadt grundlegend ändern wird. Deshalb wurden der Verlauf und Stärke der zukünftigen Verkehrsströme aus der zu erwartenden Flächennutzung bestimmt. Dabei ergab sich, daß auf Abschnitten des geplanten inneren Schnellstraßennetzes unter Beachtung der vorgesehenen Straßenführung mehr als drei Fahrspuren je Richtung benötigt werden, während für einzelne Teilstrecken bereits ein zweispuriger Ausbau genügt (Abb. 1).

Vor allem zeigte sich aber, daß die Stärken der einzelnen Verkehrsströme in den Knotenpunkten sehr unterschiedlich sind und für den Eckverkehr oft mehr als eine Fahrspur benötigt wird, so daß die vorgesehenen Kleeblattlösungen nicht den gestellten Anforderungen entsprechen, da ein Kleeblatt für die abbiegenden Verkehrsströme nur die Leistungsfähigkeit einer Fahrspur hat. Deshalb mußten für die Eckpunkte des Tangentenvierecks andere Lösungen gesucht werden. Die sich aus der Rech-

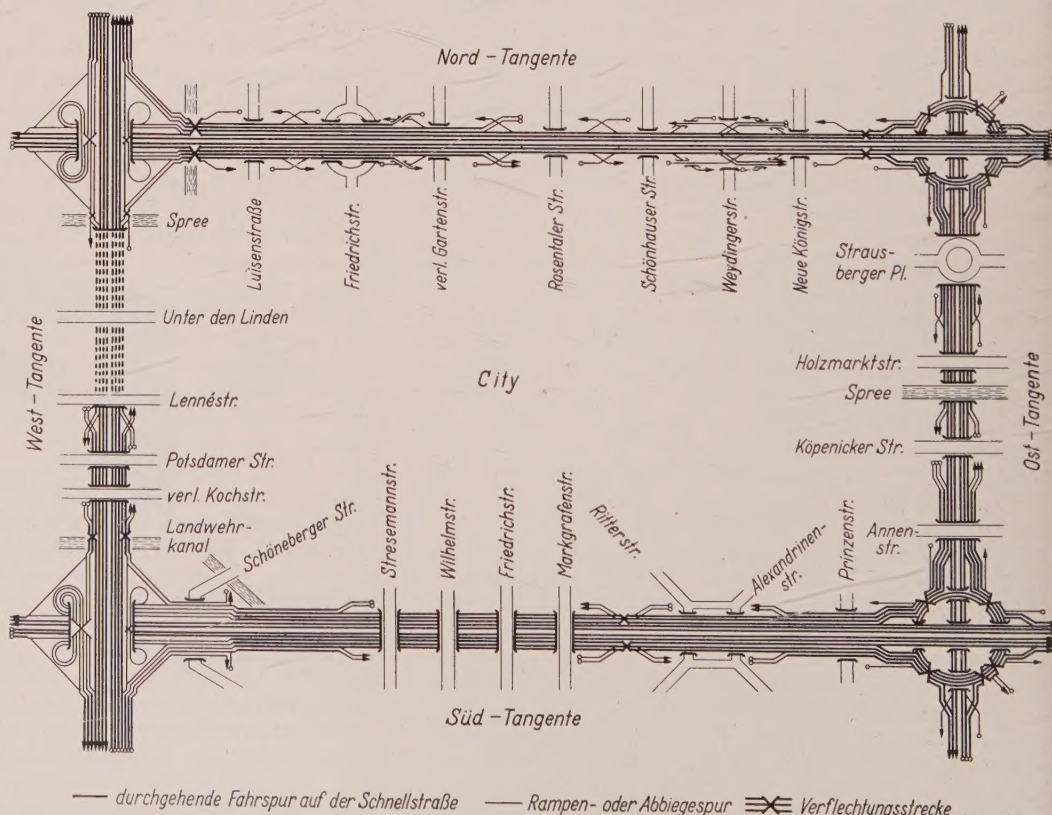
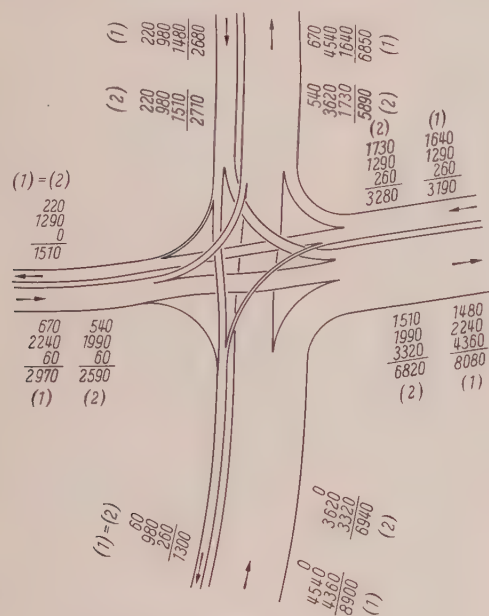


Abb. 1. Erforderliche Fahrspurenzahlen für das geplante Tangentenviereck in der Innenstadt von Berlin auf der Grundlage der vorliegenden Straßenplanung. — Bei der Darstellung ist nicht berücksichtigt, daß die Abwicklung des Verkehrs in der vorliegenden Form nur zum Teil möglich ist.

ung ergebenden starken Abbiegerströme — vor allem am südwestknoten (Abb. 2) — haben dazu geführt, daß jetzt von der Berliner Bauverwaltung sogar erwogen wird, am südwestlichen Eckpunkt des Tangentenvierecks an Stelle eines Kleeblatts u. U. einen viergeschossigen Knotenpunkt mit direkter Führung aller Abbiegeströme auszubilden, um so auf die zu erwartende starke Verkehrsbelastung Rücksicht zu nehmen.

mit deren Bau bereits begonnen wurde, noch dringender erforderlich als bisher.



(1) = Berücksichtigung der sozialen Struktur von 1939

(2) = Annahme: Ausgeglichene soziale Struktur

Abb. 2. Verkehrsbelastung des Knotenpunktes Süd-West des geplanten Tangentenvierecks in der Innenstadt von Berlin auf der Grundlage der vorliegenden Straßenplanung.
(Berufsverkehr in Kfz während der Spitzenstunde am Morgen.)

Zur Erleichterung der umfangreichen Rechenarbeit bei der Ermittlung des zukünftigen Verkehrs wurde auch ein Analogierechner verwendet. So wurde es möglich, mehrere Belastungsfälle zu untersuchen, die sich aus verschiedenen Annahmen über die Entwicklung der sozialen Struktur in den Berliner Wohngebieten ergeben (Abb. 3).



Abb. 3. Elektromechanisches Rechengerät zur Ermittlung von Verkehrsbelastungen (nach Prädell).

B. Bemessung der geplanten Nord-Süd-Straße in der Kölner Innenstadt

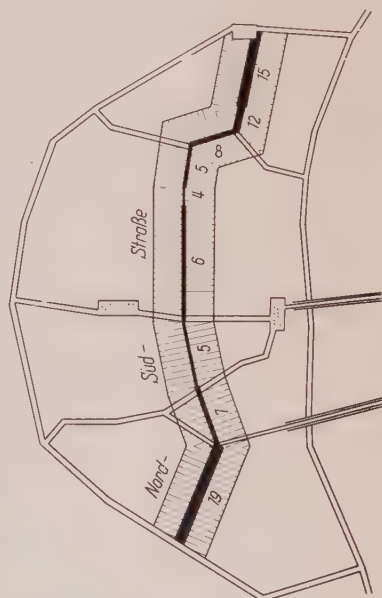
Als Rückgrat des zukünftigen Straßennetzes in der Kölner Innenstadt ist eine Hauptverkehrsstraße in nordsüdlicher Richtung geplant (Abb. 4). Durch die inzwischen fertiggestellte Severinsbrücke über den Rhein zwischen der südlichen Innenstadt und Deutz wird diese Nord-Süd-Straße,



Abb. 4. Verlauf der geplanten Nord-Süd-Straße in der Kölner Innenstadt mit Verkehrsschwerpunkten.

Bei der Planung der Nord-Süd-Straße war die Frage zu beantworten, ob dieser Straßenzug zweckmäßiger als Hochstraße oder im Niveau zu führen ist. Eine Verkehrsuntersuchung ergab, daß ohne Berücksichtigung des Binnenverkehrs der Innenstadt auf den einzelnen Abschnitten der Nord-Süd-Straße nur von 4 bis maximal 19 % Durchgangsverkehr zu erwarten sind, während der übrige Verkehr Quelle bzw. Ziel in der Innenstadt hat (Abb. 5). Dem Straßenzug kommt also in erster Linie die Aufgabe des Sammelns und Verteilens zu. Hieraus folgt, daß eine ebenerdige Führung mit Anschluß einer größeren Zahl von Querstraßen aus verkehrlichen Gründen die günstigste Lösung darstellt.

An Knotenpunkten mit stärkerem Abbiegerverkehr ist eine Erhöhung der Spurenzahl und eine entsprechende Aufweitung der Straße erforderlich. Wo dies wegen der vorhandenen Bebauung nicht möglich ist, bzw. wo wegen besonders starker Verkehrsbelastung auch eine Aufweitung des Knotenpunktes



Durchgangsverkehr:
Anteil am Gesamtverkehr
der Nord-Süd-Str. in %
(ohne Binnenverkehr)

Abb. 5. Anteil des Durchgangsverkehrs durch die Kölner Innenstadt auf der geplanten Nord-Süd-Straße.

nicht mehr ausreicht, wird ein zweigeschossiger Ausbau des Knotens erforderlich.

So hat sich z. B. für die Kreuzung der Nord-Süd-Straße mit den Ost-West-Verbindungen Komödienstraße und Unter-Sachsenhausen ergeben, daß hier im Endausbau auf eine zweigeschossige Lösung nicht verzichtet werden kann, wobei am zweckmäßigsten der durchgehende Verkehr in Nord-Süd-Richtung unterführt wird. Für die Einmündung der Victoriastraße in die Nord-Süd-Straße ergab die Verkehrsberechnung dagegen, daß eine ebenerdige Lösung mit einer dreiphasigen Lichtsignalregelung durchaus genügt (Abb. 6).

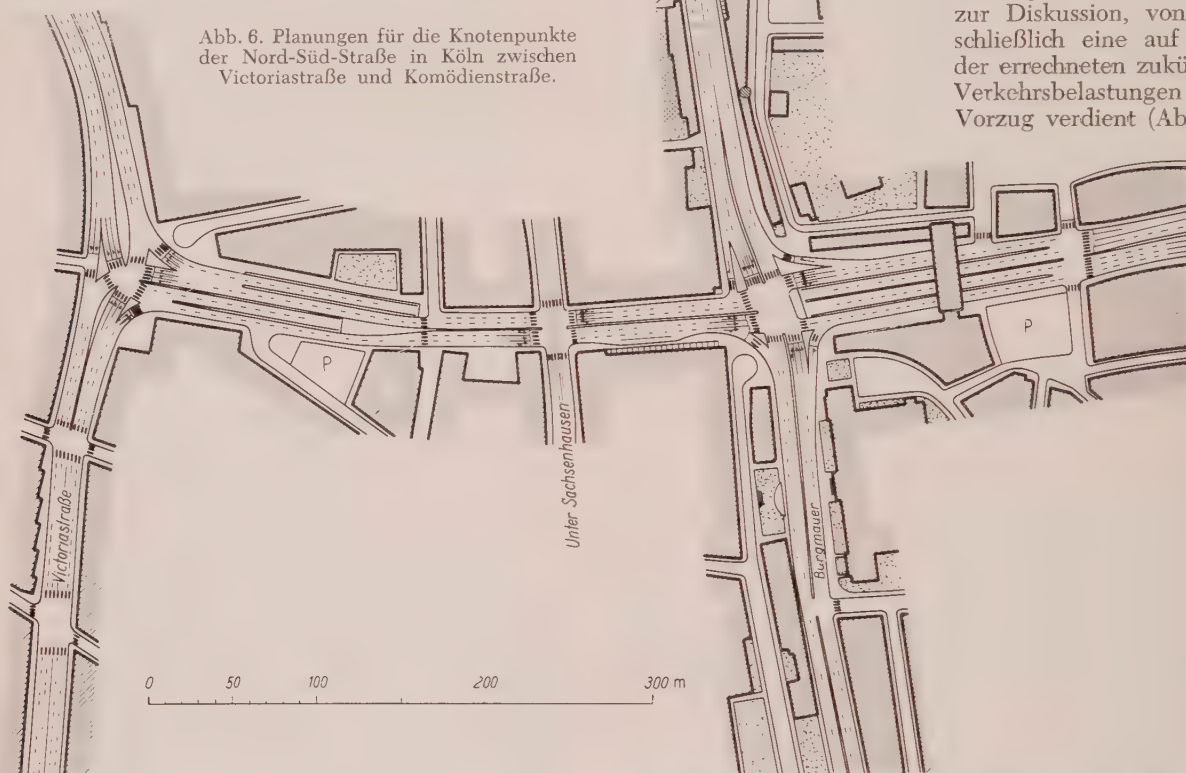


Abb. 6. Planungen für die Knotenpunkte der Nord-Süd-Straße in Köln zwischen Victoriastraße und Komödienstraße.

blick über Verlauf und Stärke der zukünftigen Verkehrsströme ergeben, da durch die geplanten Baugebiete, die das bestehende Siedlungsgebiet an Größe weit übertreffen in diesem Raum eine völlig neue Verkehrsstruktur entstehen wird. Deshalb wurde hier außer den üblichen Verkehrserhebungen eine Ermittlung des entstehenden Neuverkehrs durchgeführt, der durch die geplanten Wohn- und Arbeitsgebiete hervorgerufen wird. Dabei standen zunächst fünf verschiedene Lösungen für die Ausbildung des Straßennetzes zur Diskussion, von denen schließlich eine auf Grund der errechneten zukünftigen Verkehrsbelastungen einen Vorzug verdient (Abb. 7, 8).

C. Beispiel für eine Verkehrsplanung in den an Hamburg angrenzenden Randgebieten Schleswig-Holsteins

Überlegungen für eine zweckmäßige Netzplanung müssen nicht nur in den Verkehrsräumen von Großstädten angestellt werden, sondern gelten in gleicher Weise auch für Klein- und Mittelstädte. Als Beispiel sei ein Planungsfall aus dem an Hamburg angrenzenden Randgebiet Schleswig-Holsteins genannt. In Zukunft soll sich die Entwicklung in diesem Gebiet auf fünf von Hamburg ausgehende Aufbauachsen konzentrieren. So ist z. B. für die Stadt Bad Oldesloe als Endpunkt einer solchen Aufbauachse eine Erhöhung der Einwohnerzahl auf mehr als das Dreifache ihres heutigen Bestandes und eine entsprechende Vergrößerung der Beschäftigtenzahl in Aussicht genommen.

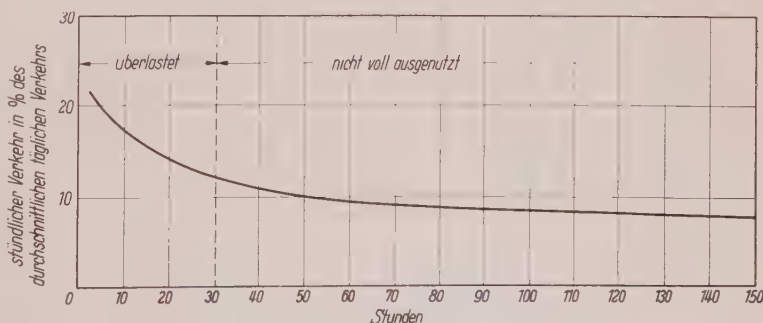
Verkehrszählungen allein können daher im Raum Bad Oldesloe keinen ausreichenden Über-

Bemessung der Straßenanlage nach der Spitzenstunde

Aus den dargelegten Beispielen ist zu entnehmen, daß die Methoden der Straßenverkehrstechnik die zahlenmäßige Bemessung der Straßenanlage nach der Leistungsfähigkeit ermöglichen. Als Grundwert der Leistungsfähigkeit gilt für eine solche Rechnung die Zahl der Fahrzeuge



Abb. 7. Geplantes Netz der Hauptverkehrsstraßen im Raum Bad Oldesloe. (Südliche Führung der B 75.)



¹ Highway Capacity Manual, Washington, D. C., 1950.

stunde. Die Stärke der Verkehrsbelastungen, nach der Größe über den Stunden des Jahres aufgetragen, weist etwa bei der 30. Stunde einen deutlichen Knick auf. In Einzelfällen kann an Stelle der 30. Spitzenstunde des Jahres z. B. auch die 50. oder 20. Stunde für die Bemessung in Betracht kommen, wenn sich diese Wahl auf Grund der örtlichen Verhältnisse als zweckmäßiger erweist.

Die Verkehrsbelastung während der 30. Spitzenstunde des Jahres beträgt meist etwa 10 bis 12 % der durchschnitt-

lichen täglichen Verkehrsmenge des Jahres, wobei mit stärkerer Inanspruchnahme des Straßennetzes außerhalb der Zeiten des Berufsverkehrs dieser Wert sinkt, während er bei schwächerer Inanspruchnahme steigt.

Mit diesen Überlegungen schafft sich der Ingenieur eine Modellvorstellung von der zukünftigen Belastung eines vorhandenen, zu ergänzenden oder neu zu planenden Straßennetzes, die durch laufende Verkehrserhebungen bei Bedarf den erforderlichen Korrekturen zu unterziehen ist.

Das statische Verhalten der randverstärkten Betonkugelschale mit schlaff bewehrtem oder vorgespanntem Zugring bei rotationssymmetrischer Belastung und Berücksichtigung der Kriech- und Schwindverformungen

Von Dr.-Ing. Hk. Bandel, New York *

DK 624.074.4.012.4 : 666.97.015.462 : 539.374

In der nachfolgenden Betrachtung sollen die Einflüsse untersucht werden, die eine schlaffe oder vorgespannte Bewehrung des Zugringes ausübt auf die Größe und Form der Störungslasten, die in bekannter Weise die Kontinuität der zunächst vom Zugring unterschiedlich verformten Schale erzwingen. Insbesondere werden auch die Auswirkungen der Kriech- und Schwindverformungen des Betons verfolgt. Da in der Regel die Randstörungen der Kugelschale besonders durch ihre Momentenbeanspruchung eine Verstärkung der Schalendicke in der Übergangszone zum Zugring fordern, sind die folgenden Ableitungen speziell für die Kugelschale mit veränderlicher Schalendicke aufgestellt. Abb. 1 zeigt einen typischen Meridianschnitt durch die hier behandelte randverstärkte Kugelschale mit elastischem Zugring.

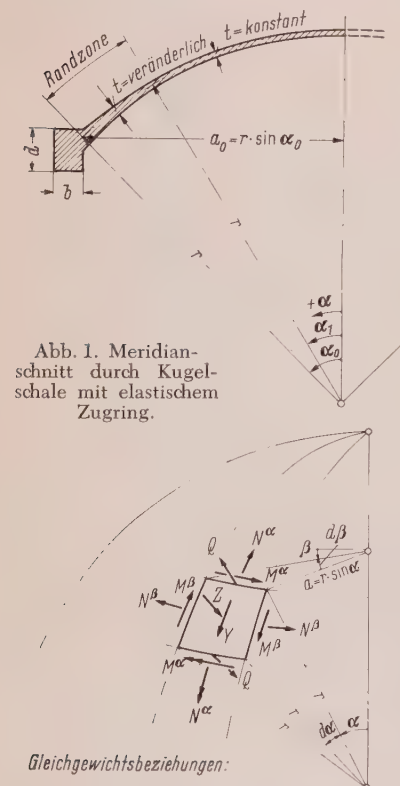


Abb. 1. Meridianschnitt durch Kugelschale mit elastischem Zugring.

In den Abschnitten A, B und C werden die Schnittlasten und elastischen Verformungen dieser Kugelschale für den Membranzustand und für den Biegezustand der Randstörungen zusammengestellt sowie die Beanspruchung des Zugringes beschrieben. In den Abschnitten D und E erfolgt die näherungsweise Berechnung der Kriech- und Schwindverformungen. Im Abschnitt F werden dann die Kontinuitätsgleichungen zur Bestimmung der Störungslasten aufgeführt. Anschließend wird an Hand von Zahlenbeispielen das statische Verhalten der Kugelschale und des Zugringes für verschiedene konstruktive Ausbildungen des Zugringes in den Abschnitten G und H berechnet.

A. Membranzustand der Kugelschale

1. Schnittlasten für rotations-symmetrische Belastung aus Eigengewicht (g) und Schnee (s).

Gleichgewichtsbeziehungen:

$$\frac{d}{d\alpha} (N^{\alpha} \sin \alpha) - N^{\beta} \cos \alpha - Q \cdot \sin \alpha - Y \cdot r \cdot \sin \alpha$$

$$N^{\alpha} \sin \alpha + N^{\beta} \sin \alpha + \frac{d}{d\alpha} (Q \cdot \sin \alpha) = -Z \cdot r \cdot \sin \alpha$$

$$\frac{d}{d\alpha} (M^{\alpha} \sin \alpha) - M^{\beta} \cos \alpha - Q \cdot r \cdot \sin \alpha = 0$$

Abb. 2. Belastungskomponenten und Schnittlasten des Schalelementes bei rotations-symmetrischer Belastung.

Aus den Gleichgewichtsbeziehungen der am Schalelement Abb. 2 wirkenden Belastungskomponenten Y und Z sowie der Membranschnittlasten N^{α} und N^{β} ergeben sich

* Associate Ingenieurbüro Severud, Elstad, Krüger.

die folgenden, bekannten Formeln für die Schnittlasten und deren Ableitungen [1, 2]:

$$^g N_{(a)}^{\alpha} = -\frac{g \cdot r}{1 + \cos \alpha}; \quad ^s N_{(a)}^{\alpha} = -\frac{1}{2} \cdot s \cdot r, \quad [A.1.01 a, b]$$

$$^g N_{(a)}^{\beta} = -g \cdot r \cdot \left[\cos \alpha - \frac{1}{1 + \cos \alpha} \right]; \quad ^s N_{(a)}^{\beta} = -\frac{1}{2} \cdot s \cdot r \cdot \cos 2\alpha \quad [A.1.02 a, b]$$

$$\frac{d}{d\alpha} ^g N_{(a)}^{\alpha} = +g \cdot r \cdot \frac{\sin \alpha}{(1 + \cos \alpha)^2}; \quad \frac{d}{d\alpha} ^s N_{(a)}^{\alpha} = 0, \quad [A.1.03 a, b]$$

$$\frac{d}{d\alpha} ^g N_{(a)}^{\beta} = +g \cdot r \cdot \sin \alpha \cdot \left[1 + \frac{1}{(1 + \cos \alpha)^2} \right];$$

$$\frac{d}{d\alpha} ^s N_{(a)}^{\beta} = +s \cdot r \cdot \sin 2\alpha. \quad [A.1.04 a, b]$$

Die Erhöhung des Eigengewichtes durch die Verstärkung der Schalendicke in der Randzone kann in der Regel vernachlässigt werden.

2. Elastische Verformungen

Gemäß Abb. 3 verschiebt sich ein Schalelement in tangentialer (v) und radialer (w) Richtung.

In einem beliebigen Punkte P ändert sich der Meridiantangentenwinkel α um den Winkel

$$\vartheta = \frac{v}{r} - \frac{dw}{r \cdot d\alpha} = \frac{1}{r} \left(v - \frac{dw}{d\alpha} \right) \quad [A.2.01]$$

und die Dehnungen betragen

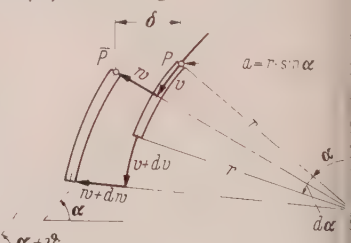


Abb. 3. Radiale und tangentiale Verformung des Schalelementes.

$$\epsilon^{\alpha} = \frac{1}{r} \left(\frac{dv}{d\alpha} + w \right), \quad [A.2.02]$$

$$\epsilon^{\beta} = \frac{1}{r} \cdot (v \cdot \cotg \alpha + w), \quad [A.2.03]$$

wobei

$$\vartheta = -\frac{d}{d\alpha} (\epsilon^{\beta}) + \cotg \alpha \cdot [\epsilon^{\alpha} - \epsilon^{\beta}] \quad [A.2.04]$$

gilt. Schließlich hat man für die Horizontalverschiebung eines Punktes P

$$\delta = a \cdot \epsilon^{\beta}. \quad [A.2.05]$$

Führen wir die Dehnsteifigkeit D ein, die in der Randzone veränderlich und eine Funktion von α sein soll, so ergeben sich bei Vernachlässigung der Querkontraktion die folgenden elastischen Verformungen des Schalenrandes ($\alpha = \alpha_0$) aus den Lasten des Membranzustandes:

$$\vartheta_{(a_0)} = -\frac{1}{D_{(a_0)}^{\beta}} \cdot \left[\frac{d}{d\alpha} N_{(a_0)}^{\beta} \right] + \frac{N_{(a_0)}^{\beta}}{(D_{(a_0)}^{\beta})^2} \cdot \left[\frac{d D_{(a_0)}^{\beta}}{d\alpha} \right] + \cotg \alpha_0 \cdot \left[\frac{N_{(a_0)}^{\alpha}}{D_{(a_0)}^{\alpha}} - \frac{N_{(a_0)}^{\beta}}{D_{(a_0)}^{\beta}} \right], \quad [A.2.06]$$

$$\delta_{(a_0)} = r \cdot \sin \alpha_0 \cdot \frac{N_{(a_0)}^{\beta}}{D_{(a_0)}^{\beta}} = a_0 \cdot \frac{N_{(a_0)}^{\beta}}{D_{(a_0)}^{\beta}}. \quad [A.2.07]$$

B. Biegezustand der Kugelschale

1. Aufstellung der Differentialgleichungen

Aus den Gleichgewichtsbeziehungen der vollständigen Schnittlasten des Schalenelementes nach Abb. 2, wobei die äußere Belastung nunmehr gleich Null gesetzt ist, einer Verformungsbedingung und den elastischen Beziehungen für die Schalenbiegemomente, in denen wiederum der Einfluß der Querkontraktion vernachlässigt ist,

$$M^a = -\frac{K^a}{r} \cdot \frac{d\vartheta}{d\alpha}; \quad M^\beta = -\frac{K^\beta}{r} \cdot \vartheta \cdot \cotg \alpha \quad [\text{B 1.01 a, b}]$$

(K bezeichnet die Biegesteifigkeit der Schale)

erhält man schließlich folgende Differentialgleichungen für die Tangentenneigung ϑ und der Schalenquerkraft Q :

$$\frac{d^2\vartheta}{d\alpha^2} + \frac{d\vartheta}{d\alpha} \cdot \left[\cotg \alpha + \frac{1}{K^a} \cdot \frac{dK^a}{d\alpha} \right] - \vartheta \cdot \frac{K^\beta}{K^a} \cdot \cotg^2 \alpha + \frac{Q \cdot r^2}{K^a} = 0, \quad [\text{B 1.02}]$$

$$\frac{d^2Q}{d\alpha^2} + \frac{dQ}{d\alpha} \cdot \left[\cotg \alpha + \frac{1}{D^\beta} \cdot \frac{dD^\beta}{d\alpha} \right] - Q \cdot \frac{D^\beta}{D^a} \cdot \cotg^2 \alpha - \vartheta \cdot D^\beta = 0, \quad [\text{B 1.03}]$$

Bei alleiniger Berücksichtigung der jeweils höchsten Ableitungen in den Gleichungen (B 1.02) und (B 1.03), eine zulässige Näherung für die schnell abklingenden Störstörungsfunktionen und bei nicht zu flachen Schalen, d. h. nicht zu großem Werte von $\cotg \alpha$, und ferner nicht zu starker Änderung der Schalensteifigkeiten ergeben sich die vereinfachten Gleichungen für (B 1.02) und (B 1.03):

$$\frac{d^2\vartheta}{d\alpha^2} + Q \cdot \frac{r^2}{K^a} = 0; \quad \frac{d^2Q}{d\alpha^2} - D^\beta \cdot \vartheta = 0, \quad [\text{B 1.04 a, b}]$$

Wird die Gleichung (B 1.04b) zweimal differenziert, so erhält man

$$\frac{d^4Q}{d\alpha^4} - \frac{d^2\vartheta}{d\alpha^2} \cdot D^\beta - \frac{d\vartheta}{d\alpha} \cdot 2 \cdot \frac{dD^\beta}{d\alpha} - \vartheta \cdot \frac{d^2D^\beta}{d\alpha^2} = 0, \quad [\text{B 1.05}]$$

und nachdem man auch hier allein die höchsten Ableitungen hinsichtlich Q und ϑ berücksichtigt und noch (B 1.04a) verwendet hat,

$$\frac{d^4Q}{d\alpha^4} + \frac{D^\beta}{K^a} \cdot r^2 \cdot Q = 0. \quad [\text{B 1.06}]$$

Mit der Abkürzung:

$$\kappa^4 = \frac{r^2}{4} \cdot \frac{D^\beta}{K^a}; \quad \kappa = \sqrt[4]{\frac{r^2}{2} \cdot \frac{D^\beta}{K^a}} \quad [\text{B 1.07 a, b}]$$

erhält (B. 1.06)

$$\frac{d^4Q}{d\alpha^4} + 4 \kappa^4 \cdot Q = 0. \quad [\text{B 1.08}]$$

2. Lösung der Differentialgleichung

Der Koeffizient κ ist eine Funktion von α , da sowohl die Biegesteifigkeit D^β als auch die Biegesteifigkeit K^a in der Übergangszone des Randes veränderlich sein sollen. Zur Vereinfachung der Lösung der Differentialgleichung wird κ in der nachfolgenden Form als Funktion von α angenommen:

$$\kappa = \sqrt[4]{\frac{r}{2} \cdot \frac{D_{(a)}^\beta}{K_{(a)}^a}} = \frac{\gamma}{\eta + \alpha} \quad [\text{B 2.01}]$$

Die konstanten γ und η sind aus dem Anfangs- und Endwert der Übergangszone des Randes zu bestimmen.

Mit dieser Annahme von κ und dem Lösungsansatz

$$Q = (\eta + \alpha)^k \quad [\text{B 2.02}]$$

ergibt sich schließlich aus der Differentialgleichung (B. 1.08) die charakteristische Gleichung

$$k \cdot (k-1) \cdot (k-2) \cdot (k-3) + 4 \cdot \gamma^4 = 0 \quad [\text{B 2.03}]$$

mit den Wurzeln

$$k_{1,2,3,4} = \frac{3}{2} \pm \sqrt{\frac{5}{4} \pm \sqrt{1-4 \cdot \gamma^4}}; \quad [\text{B 2.04}]$$

wegen $1 \ll 4 \gamma^4$ kann man hieraus

$$k_{1,2,3,4} = \frac{3}{2} \pm \sqrt{\frac{5}{4} \pm i \cdot 2 \cdot \gamma^2} \quad [\text{B 2.05}]$$

und weiter mit $5/4 \ll 2 \gamma^2$ schließlich

$$k_{1,2,3,4} = \frac{3}{2} \pm (1 \pm i) \cdot \gamma \quad [\text{B 2.06}]$$

folgem.

Nach Zwischenrechnung läßt sich die Lösungsfunktion Q in der folgenden Form anschreiben; es ist hierbei der mit abnehmendem Winkel α zunehmende Lösungsanteil Null gesetzt:

$$Q_{(a)} = A \cdot (\eta + \alpha)^{(\gamma+3/2)} \cdot \cos \left[\gamma \cdot \ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} - \psi_0 \right] \quad [\text{B 2.07}]$$

Mit Hilfe der Gleichungen (B 1.04b), (B 1.01a,b) und den weiteren, nachfolgenden Gleichgewichtsbeziehungen lassen sich alle Schnittlasten wie folgt angeben:

$$N^a = -Q \cdot \cotg \alpha; \quad N^\beta = -\frac{dQ}{d\alpha}, \quad [\text{B 2.08 a, b}]$$

$$\vartheta_{(a)} = \frac{1}{D^\beta} \cdot 2 \cdot \gamma^2 \cdot A \cdot (\eta + \alpha)^{(\gamma-1/2)} \cdot \cos \left[\gamma \cdot \ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} + \frac{\pi}{2} - \psi_0 \right] \quad [\text{B 2.09}]$$

$$N_{(a)}^a = -A \cdot (\eta + \alpha)^{(\gamma+3/2)} \cdot \cotg \alpha \cdot \cos \left[\gamma \cdot \ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} - \psi_0 \right], \quad [\text{B 2.10}]$$

$$N_{(a)}^\beta = -\sqrt{2} \cdot \gamma \cdot A \cdot (\eta + \alpha)^{(\gamma+1/2)} \cdot \cos \left[\gamma \cdot \ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} + \frac{\pi}{4} - \psi_0 \right], \quad [\text{B 2.11}]$$

$$M_{(a)}^a = -\frac{r}{\gamma \cdot \sqrt{2}} \cdot A \cdot (\eta + \alpha)^{(\gamma+5/2)} \cdot \cos \left[\gamma \cdot \ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} + \frac{3}{4} \cdot \pi - \psi_0 \right], \quad [\text{B 2.12}]$$

$$M_{(a)}^\beta = -\frac{K^\beta}{r \cdot D^\beta} \cdot 2 \gamma^2 \cdot A \cdot (\eta + \alpha)^{(\gamma-1/2)} \cdot \cotg \alpha \cdot \cos \left[\gamma \cdot \ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} + \frac{\pi}{2} - \psi_0 \right]. \quad [\text{B 2.13}]$$

Die Konstanten A und ψ_0 sind aus den jeweiligen Randbedingungen zu bestimmen.

In den obigen Formeln sind Werte bis zur Größe von $5/2$ gegenüber γ in Faktoren vernachlässigt.

3. Schnittlasten und elastische Verformungen infolge einer Radialkraft R am unteren Schalenrand

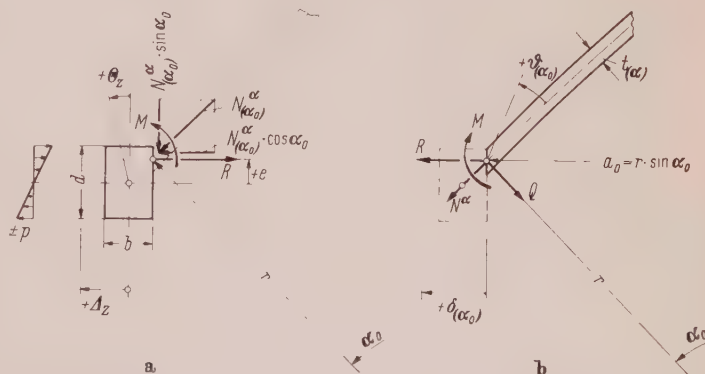


Abb. 4. Störungs- und Schnittlasten des Zugrings und des unteren Schalenrandes und positive Verformungsrichtungen.

Für den Lastfall lassen sich aus der Abb. 4b die folgenden Randbedingungen ablesen:

$$N_{(a_0)}^a = R \cdot \cos \alpha_0; \quad Q_{(a_0)} = -R \cdot \sin \alpha_0; \quad [\text{B 3.01 a, b}]$$

$$M_{(a_0)}^a = 0. \quad [\text{B 3.02}]$$

Die Bedingungen (B 3.01 a, b) und (B 3.02) bestimmen die Konstanten zu:

$$\psi_0 = \frac{\pi}{4}; \quad A = -R \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{\sin \alpha_0}{(\eta + \alpha_0)^{(\gamma+3/2)}} \quad [\text{B 3.03 a, b}]$$

Mit Hilfe der Konstanten ergeben sich alle Schnittlasten und Verformungen der Reihe nach wie folgt:

$$R_{N(a)} = R \cdot \sqrt{2} \cdot \sin \alpha_0 \cdot \frac{(\eta + \alpha)^{(\gamma+3/2)}}{(\eta + \alpha_0)^{(\gamma+3/2)}} \cdot \cotg \alpha \cdot \cos \left[\gamma \cdot \ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} - \frac{\pi}{4} \right], \quad [\text{B 3.04}]$$

$$R_{N(a)}^\beta = R \cdot 2 \gamma \cdot \sin \alpha_0 \cdot \frac{(\eta + \alpha)^{(\gamma+1/2)}}{(\eta + \alpha_0)^{(\gamma+3/2)}} \cdot \cos \left[\gamma \cdot \ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} \right], \quad [\text{B 3.05}]$$

$$R_{Q(a)} = -R \cdot \sqrt{2} \cdot \sin \alpha_0 \cdot \frac{(\eta + \alpha)^{(\gamma+3/2)}}{(\eta + \alpha_0)^{(\gamma+3/2)}} \cdot \cos \left[\gamma \cdot \ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} - \frac{\pi}{4} \right] \quad [\text{B 3.06}]$$

$$R_{M(a)}^\alpha = R \cdot \frac{r}{\gamma} \cdot \sin \alpha_0 \cdot \frac{(\eta + \alpha)^{(\gamma+5/2)}}{(\eta + \alpha_0)^{(\gamma+3/2)}} \cdot \cos \left[\gamma \cdot \ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} + \frac{\pi}{2} \right], \quad [\text{B 3.07}]$$

$$R_{M(a)}^\beta = R \cdot \frac{2\sqrt{2}}{r} \cdot \frac{K^\beta}{D^\beta} \cdot \gamma^2 \cdot \sin \alpha_0 \cdot \frac{(\eta + \alpha)^{(\gamma-1/2)}}{(\eta + \alpha_0)^{(\gamma+3/2)}} \cdot \cotg \alpha \cdot \cos \left[\gamma \cdot \ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} + \frac{\pi}{4} \right], \quad [\text{B 3.08}]$$

$$R_{\vartheta(a)} = -R \cdot \frac{2\sqrt{2}}{D^\beta} \cdot \gamma^2 \cdot \sin \alpha_0 \cdot \frac{(\eta + \alpha)^{(\gamma-1/2)}}{(\eta + \alpha_0)^{(\gamma+3/2)}} \cdot \cos \left[\ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} + \frac{\pi}{4} \right], \quad [\text{B 3.09}]$$

$$R_{\delta(a)} = a \cdot \frac{R_{N(a)}^\beta}{D_{(a)}^\beta} \quad [\text{B 3.10}]$$

Die R -fachen Einheitsverformungen des unteren Schalenrandes ergeben sich für $\alpha = \alpha_0$ aus den beiden letzten Gleichungen zu:

$$R \cdot R_{\vartheta(a_0)} = -R \cdot \frac{2}{D_{(a_0)}^\beta} \cdot \sin \alpha_0 \cdot \frac{\gamma^2}{(\eta + \alpha_0)^2} = -\frac{R}{D_{(a_0)}^\beta} \cdot 2 \cdot \sin \alpha_0 \cdot \kappa_{(a_0)}^2, \quad [\text{B 3.11}]$$

$$R \cdot R_{\delta(a_0)} = R \cdot \frac{2}{D_{(a_0)}^\beta} \cdot a_0 \cdot \sin \alpha_0 \cdot \frac{\gamma}{(\eta + \alpha_0)} = \frac{R}{D_{(a_0)}^\beta} \cdot 2 \cdot a_0 \sin \alpha_0 \cdot \kappa_{(a_0)}, \quad [\text{B 3.12}]$$

4. Schnittlasten und elastische Verformungen infolge eines konstanten Biegemomentes M am unteren Schalenrand

Die Randbedingungen für ein Moment M lauten:

$$N_{(a_0)}^\alpha = 0; \quad Q_{(a_0)} = 0, \quad [\text{B 4.01 a, b}]$$

$$M_{(a_0)} = M. \quad [\text{B 4.02}]$$

Für diese Bedingungen bestimmen sich die Konstanten zu:

$$\psi_0 = \frac{\pi}{2}; \quad A = -M \cdot \frac{2 \cdot \gamma}{r} \cdot \frac{1}{(\eta + \alpha_0)^{(\gamma+5/2)}}, \quad [\text{B 4.03 a, b}]$$

und für die Schnittlasten und Verformungen erhält man schließlich:

$$M_{N(a)}^\alpha = +M \cdot \frac{2 \cdot \gamma}{r} \cdot \cotg \alpha \cdot \frac{(\eta + \alpha)^{(\gamma+3/2)}}{(\eta + \alpha_0)^{(\gamma+5/2)}} \cdot \cos \left[\gamma \cdot \ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} - \frac{\pi}{2} \right], \quad [\text{B 4.04}]$$

$$M_{N(a)}^\beta = +M \cdot \frac{2 \cdot \sqrt{2} \cdot \gamma^2}{r} \cdot \frac{(\eta + \alpha)^{(\gamma+1/2)}}{(\eta + \alpha_0)^{(\gamma+5/2)}} \cdot \cos \left[\gamma \cdot \ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} - \frac{\pi}{4} \right], \quad [\text{B 4.05}]$$

$$M_{Q(a)} = -M \cdot \frac{2 \cdot \gamma}{r} \cdot \frac{(\eta + \alpha)^{(\gamma+3/2)}}{(\eta + \alpha_0)^{(\gamma+5/2)}} \cdot \cos \left[\gamma \cdot \ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} - \frac{\pi}{2} \right], \quad [\text{B 4.06}]$$

$$M_{M(a)}^\alpha = +M \cdot \sqrt{2} \cdot \frac{(\eta + \alpha)^{(\gamma+5/2)}}{(\eta + \alpha_0)^{(\gamma+5/2)}} \cdot \cos \left[\gamma \cdot \ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} + \frac{\pi}{4} \right], \quad [\text{B 4.07}]$$

$$M_{M(a)}^\beta = +\frac{M \cdot 4 \cdot \gamma^3}{r^2} \cdot \frac{K_{(a)}^\beta}{D_{(a)}^\beta} \cdot \cotg \alpha \cdot \frac{(\eta + \alpha)^{(\gamma-1/2)}}{(\eta + \alpha_0)^{(\gamma+5/2)}} \cdot \cos \left[\gamma \cdot \ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} \right], \quad [\text{B 4.08}]$$

$$M_{\vartheta(a)} = -\frac{M \cdot 4 \cdot \gamma^3}{r} \cdot \frac{1}{D_{(a)}^\beta} \cdot \frac{(\eta + \alpha)^{(\gamma-1/2)}}{(\eta + \alpha_0)^{(\gamma+5/2)}} \cdot \cos \left[\gamma \cdot \ln \frac{\eta + \alpha}{\eta + \alpha_0} \right], \quad [\text{B 4.09}]$$

$$\delta_{(a)} = a \cdot \frac{M_{N(a)}^\beta}{D_{(a)}^\beta} \quad [\text{B 4.10}]$$

Die Randverformungen lauten dann:

$$M \cdot M_{\vartheta(a_0)} = -\frac{M}{D_{(a_0)}^\beta} \cdot \frac{4}{r} \cdot \frac{\gamma^3}{(\eta + \alpha_0)^3} = -\frac{M}{D_{(a_0)}^\beta} \cdot \frac{4}{r} \cdot \kappa_{(a_0)}^3, \quad [\text{B 4.11}]$$

$$M \cdot M_{\delta(a_0)} = \frac{M}{D_{(a_0)}^\beta} \cdot 2 \cdot \sin \alpha_0 \cdot \frac{\gamma^2}{(\eta + \alpha_0)^2} = \frac{M}{D_{(a_0)}^\beta} \cdot 2 \cdot \sin \alpha_0 \cdot \kappa_{(a_0)}^2. \quad [\text{B 4.12}]$$

C. Schnittlasten und elastische Vorformungen des Zugringes

1. Lastfälle: Schaleneigengewicht (g), Schneelast der Schale (s) und Vorspannung des Zugringes (v)

Gemäß Abb. 4a soll der Zugring mittig durch die Membranlast N^a der Schale beansprucht werden. Die Ringkraft N^Z und die horizontale Verformung des Ringes Δ_Z ergeben sich dann wie folgt, wobei die Dehnsteifigkeit des Ringes mit D_Z bezeichnet ist:

$$N^Z = -N_{(a_0)}^\alpha \cdot a_0 \cdot \cos \alpha_0; \quad \Delta_Z = \frac{N^Z}{D_Z} \cdot a_0 = -\frac{N_{(a_0)}^\alpha}{D_Z} \cdot a_0^2 \cdot \cos \alpha_0 \quad [\text{C 1.01 a, b}]$$

Für die verschiedenen Lastfälle erhält man:

$$g N^Z = -g N_{(a_0)}^\alpha \cdot a_0 \cdot \cos \alpha_0; \quad g \Delta_Z = -\frac{g N_{(a_0)}^\alpha}{D_Z} \cdot a_0^2 \cdot \cos \alpha_0, \quad [\text{C 1.02 a, b}]$$

$$s N^Z = -s N_{(a_0)}^\alpha \cdot a_0 \cdot \cos \alpha_0; \quad s \Delta_Z = -\frac{s N_{(a_0)}^\alpha}{D_Z} \cdot a_0^2 \cdot \cos \alpha_0, \quad [\text{C 1.03 a, b}]$$

$$v N^Z = -V; \quad v \Delta_Z = -\frac{V}{D_Z} \cdot a_0. \quad [\text{C 1.04 a, b}]$$

2. Lastfall: Radialkraft R

Die Gegenkraft der radialen Kraft R am unteren Schalenrand erzeugt am Zugring wirkend eine Ringkraft und infolge ihrer Exzentrizität ein zusätzliches Moment von der Größe $-Re$ nach Abb. 4a. Dieses Moment wird zur Be-

chnung der zugehörigen Zugringverformung durch eine
leichwertige linear veränderliche Belastung p gemäß
bb. 4a ersetzt. Bezeichnet man die im Zugring infolge
 $= 1$ entstehende Längskraft mit R_{N^Z} (positiv als Zug-
raft), so ist

$$R_{N^Z} = -a_0, \quad [\text{C } 2.01 \text{ a}]$$

daß die zugehörige Radialverschiebung der Zugringachse

$$R_{\Delta Z,1} = \frac{R_{N^Z} \cdot a_0}{D_z} = -\frac{a_0^2}{D_z} \quad [\text{C } 2.01 \text{ b}]$$

wird. Die der Einheitsbelastung $R = 1$ entsprechende Mo-
mentenbelastung $R_{M^Z} = -e$, der auf Grund der Relation

$$R_{M^Z} = -e = R_p \cdot \frac{d^2}{6} \text{ der Wert } R_p = -\frac{6e}{d^2} \quad [\text{C } 2.02]$$

entspricht (p ist positiv, wenn es am oberen Ende nach
ußen wirkt), hat nunmehr noch eine Relativverschiebung
er in der Höhe e liegenden Zugringpunkte gegenüber der
Zugringachse zur Folge, die sich zu

$$R_{\Delta Z,2} = p \cdot \frac{e}{d/2} \cdot a_0^2 \cdot \frac{d}{D_z} = -\frac{12a_0^2}{D_z} \left(\frac{e}{d}\right)^2 \quad [\text{C } 2.03]$$

bestimmt. Die Gesamtdehnung der Faser e infolge $R = 1$
gibt sich dann aus den Gleichungen (C 2.01 b) und (C 2.03)

$$R_{\Delta Z} = -\frac{a_0^2}{D_z} \left[1 + 12 \left(\frac{e}{d}\right)^2 \right]. \quad [\text{C } 2.04]$$

en Drehungswinkel Θ des Ringes erhält man weiter aus
der Momentenverformung zu

$$R_{\Theta Z} = \frac{R_{\Delta Z,2}}{e} = -\frac{12e}{D_z} \cdot \left(\frac{a_0}{d}\right)^2. \quad [\text{C } 2.05]$$

3. Lastfall: Ringmoment M

Analog zum Momentenanteil des Lastfalles 2 ergeben
sich die Dehnung des Ringes in der Faser e und die Dre-
hung des Ringes für ein Ringmoment $M = 1$ zu

$$M_{\Delta Z} = \frac{12}{D_z} \cdot e \cdot \left(\frac{a_0}{d}\right)^2, \quad [\text{C } 3.01]$$

$$M_{\Theta Z} = \frac{12}{D_z} \cdot \left(\frac{a_0}{d}\right)^2. \quad [\text{C } 3.02]$$

D. Elastische Dehn- und Biegesteifigkeiten und ideelle Steifigkeiten für die Kriech- und Schwindverformungen

1. Elastische Steifigkeiten der Schale

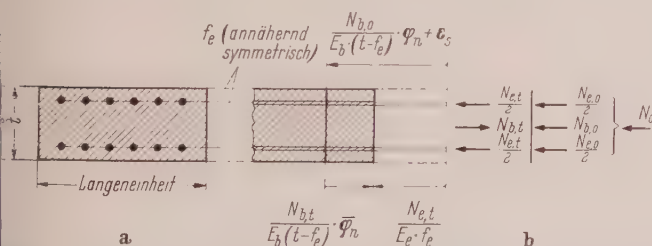


Abb. 5. Schaleinheitsquerschnitt, Kriechverformung für eine Normalkraft sowie Schwindverformung.

Die Dehnsteifigkeit des schlaff bewehrten Einheitsquer-
schnittes der Schale beträgt gemäß Abb. 5a

$$D = E_b \cdot [t - f_e] + E_e \cdot f_e, \quad [\text{D } 1.01]$$

wobei in der Randzone die Schalenstärke t und die Be-
wehrung f_e annähernd linear veränderlich mit α sein sollen.
Die Bewehrung kann ferner unterschiedlich in α - und β -
Richtung sein. Man hat also allgemein

$$D_{(\alpha)}^a = E_b \cdot [t_{(\alpha)} - f_{e,(\alpha)}^a] + E_e \cdot f_{e,(\alpha)}^a, \quad [\text{D } 1.02 \text{ a}]$$

$$D_{(\alpha)}^b = E_b \cdot [t_{(\alpha)} - f_{e,(\alpha)}^b] + E_e \cdot f_{e,(\alpha)}^b, \quad [\text{D } 1.02 \text{ b}]$$

und mit der vorausgesetzten Linearität

$$\frac{dD_{(\alpha)}^a}{d\alpha} = \frac{D_{(\alpha_0)}^a - D_{(\alpha_1)}^a}{(\alpha_0 - \alpha_1)}, \quad [\text{D } 1.03 \text{ a}]$$

$$\frac{dD_{(\alpha)}^b}{d\alpha} = \frac{D_{(\alpha_0)}^b - D_{(\alpha_1)}^b}{(\alpha_0 - \alpha_1)}, \quad [\text{D } 1.03 \text{ b}]$$

Die Biegesteifigkeiten ergeben sich in analoger Weise zu

$$K_{(\alpha)}^a = E_b \cdot \left[\frac{t_{(\alpha)}^3}{12} - i_{e,(\alpha)}^a \right] + E_e \cdot i_{e,(\alpha)}^a, \quad [\text{D } 1.04 \text{ a}]$$

$$K_{(\alpha)}^b = E_b \cdot \left[\frac{t_{(\alpha)}^3}{12} - i_{e,(\alpha)}^b \right] + E_e \cdot i_{e,(\alpha)}^b, \quad [\text{D } 1.04 \text{ b}]$$

wobei i_e das Trägheitsmoment der jeweiligen schlaffen Be-
wehrung f_e ist.

2. Ideelle Schalensteifigkeiten für Kriechen und Schwinden

In diesem Abschnitt werden die Endverformungen eines
Schalenelementes infolge Kriechens und Schwindens des
Betons durch Einführung einer ideellen Dehnsteifigkeit be-
rechnet. Die Bestimmung der Umlagerungskräfte aus Krie-
chen und Schwinden erfolgt in Anlehnung an ein vom
Verfasser abgeleitetes Näherungsverfahren.

a) Konstant wirkende Normalkraft N_0 und Schwinden.
Aus der Abb. 5b läßt sich folgende Gleichung für die Ver-
formungen ablesen:

$$\varepsilon_s + \frac{N_{b,0}}{E_b \cdot (t - f_e)} \cdot \varphi_n - \frac{N_{b,t}}{E_b \cdot (t - f_e)} (1 + \omega \cdot \varphi_n) = \frac{N_{e,t}}{E_e \cdot f_e}. \quad [\text{D } 2.01]$$

Wegen des Gleichgewichtes der Kräfte gilt:

$$N_{b,t} = N_{e,t} \quad [\text{D } 2.02]$$

Ferner kann der Ausdruck $(1 + \omega \cdot \varphi_n)$, da ω annähernd
0,65 beträgt, durch die Kriechzahl $\bar{\varphi}_n = (1 + 0,65 \cdot \varphi_n)$ er-
setzt werden.

Berücksichtigt man weiter die Verteilungsgesetze für
eine Kraft N_0

$$N_{b,0} = \frac{E_b \cdot (t - f_e)}{E_b \cdot (t - f_e) + E_e \cdot f_e} \cdot N_0 = \frac{E_b \cdot (t - f_e)}{D} \cdot N_0$$

und

$$N_{e,0} = \frac{E_e \cdot f_e}{E_b \cdot (t - f_e) + E_e \cdot f_e} \cdot N_0 = \frac{E_e \cdot f_e}{D} \cdot N_0, \quad [\text{D } 2.03 \text{ b}]$$

so erhält man schließlich die Verformung mit

$$\varrho(\varphi_n) = 1 + \bar{\varphi}_n \frac{E_e \cdot f_e}{E_b \cdot (t - f_e)} \quad [\text{D } 2.04]$$

in der folgenden Form

$$\varepsilon(\varphi_n) = \frac{1}{\varrho(\varphi_n)} \cdot \frac{\varphi_n}{D} \cdot N_0 + \frac{1}{\varrho(\varphi_n)} \cdot \varepsilon_s \quad [\text{D } 2.05]$$

oder

$$\varepsilon(\varphi_n) = \frac{N_0}{D(\varphi_n)} + \frac{\varepsilon_s}{\varrho(\varphi_n)}, \quad [\text{D } 2.06]$$

wobei

$$D(\varphi_n) = \frac{D}{\varphi_n} \cdot \varrho(\varphi_n) = \frac{D}{\varphi_n} \cdot \left[1 + \bar{\varphi}_n \cdot \frac{E_e \cdot f_e}{E_b \cdot (t - f_e)} \right] \quad [\text{D } 2.07]$$

die ideelle Steifigkeit für Kriechen bedeutet und $\varrho(\varphi_n)$
allein den Kriechfaktor für die Schwindverformung darstellt.

Die Änderung von $D_{(\varphi_n)}$ oder $\varrho_{(\varphi_n)}$ in Abhängigkeit vom Winkel α wollen wir in erster Näherung wieder als linear ansehen:

$$\frac{\partial}{\partial \alpha} D_{(\varphi_n)} = \frac{D_{(\varphi_n, \alpha_0)} - D_{(\varphi_n, \alpha_1)}}{\alpha_0 - \alpha_1}, \quad [\text{D 2.08}]$$

$$\frac{\partial}{\partial \alpha} \varrho_{(\varphi_n)} = \frac{\varrho_{(\varphi_n, \alpha_0)} - \varrho_{(\varphi_n, \alpha_1)}}{\alpha_0 - \alpha_1}. \quad [\text{D 2.09}]$$

Die Umlagerungskräfte selbst betragen

$$N_{e,t} = \varepsilon_{(\varphi_n)} \cdot E_e \cdot f_e = E_e \cdot f_e \cdot \left[\frac{N_0}{D_{(\varphi_n)}} + \frac{\varepsilon_s}{\varrho_{(\varphi_n)}} \right] = N_{b,t}. \quad [\text{D 2.10}]$$

Ferner errechnen sich die Umlagerungen für ein Moment M_0 zu

$$M_{b,t} = M_{e,t} = \frac{M_{b,0} \cdot \varphi_n}{\bar{\varphi}_n + \frac{E_b}{E_e} \cdot \left[\frac{t^3}{12} - i_e \right] - \frac{E_b}{E_e} \cdot \left[\frac{t^3}{12} - i_e \right] + i_e} \quad \text{mit} \quad [\text{D 2.11}]$$

$$M_{b,0} = \frac{E_b}{E_e} \cdot \left[\frac{t^3}{12} - i_e \right] \cdot M_0.$$

b) Annähernd linear anwachsende Normalkraft $N_{(\varphi_n)}$. Für eine annähernd linear mit φ anwachsende Normalkraft erfolgt die Ableitung in analoger Weise.

In Abb. 5b ist $\varepsilon_s = 0$ zu setzen, ferner sind die Ausdrücke

$$\frac{N_{b,0}}{E_b \cdot (t - f_e)} \cdot \varphi_n \quad \text{durch} \quad \frac{N_{b(\varphi_n)}}{E_b \cdot (t - f_e)} \cdot \frac{\varphi_n}{2} \quad \text{und}$$

$$\frac{N_{b,t}}{E_b \cdot (t - f_e)} \cdot \bar{\varphi}_n \quad \text{durch} \quad \frac{N_{b,t}^*}{E_b \cdot (t - f_e)} \cdot \bar{\varphi}_n^*$$

zu ersetzen, wobei nun

$$\varphi_n^* = (1 + 0,45 \cdot \varphi_n) \quad [\text{D 2.12}]$$

beträgt.

Unter Verwendung dieser Ausdrücke erhält man:

$$\varepsilon_{(\varphi_n)}^* = \frac{N_{(\varphi_n)}}{D_{(\varphi_n)}^*}, \quad [\text{D 2.12}]$$

$$D_{(\varphi_n)}^* = \left[1 + \bar{\varphi}_n^* \cdot \frac{E_e f_e}{E_b \cdot (t - f_e)} \right] \cdot \frac{2D}{\varphi_n} = \varrho_{(\varphi_n)}^* \cdot \frac{2D}{\varphi_n}, \quad [\text{D 2.13}]$$

$$\frac{dD_{(\varphi_n)}^*}{d\alpha} = \frac{D_{(\varphi_n, \alpha_0)}^* - D_{(\varphi_n, \alpha_1)}^*}{\alpha_0 - \alpha_1} \quad [\text{D 2.14}]$$

und

$$N_{e,t}^* = N_{b,t}^* = E_e f_e \cdot \frac{N_{(\varphi_n)}}{D_{(\varphi_n)}^*}. \quad [\text{E 2.15}]$$

Für die Umlagerungen eines Momentes $M_{(\varphi_n)}$ ist die Formel (D 2.11) $\varphi_n/2$ statt φ_n und $\bar{\varphi}_n^*$ statt $\bar{\varphi}_n$ zu setzen.

3. Elastische Dehnsteifigkeit des Zugringes

Die Dehnsteifigkeit des Zugringes nimmt zwei verschiedene Werte an.

Die Dehnsteifigkeit des Zugringes mit schlaffer Bewehrung F_e beträgt analog der Abb. 5 und den Abmessungen der Abb. 1

$$D_Z = E_b \cdot [b \cdot d - F_e - F_{sp}] + E_e \cdot F_e. \quad [\text{D 3.01}]$$

Die Dehnsteifigkeit des Zugringes mit zusätzlich in Verbund gebrachter Vorspannbewehrung F_{sp} lautet weiter

$$D_Z = E_b \cdot [b \cdot d - F_e - F_{sp}] + E_e \cdot [F_e + F_{sp}]. \quad [\text{D 3.02}]$$

Die Verteilungskräfte einer Normalkraft N_0^Z berechnen sich für den verbundlosen Querschnitt zu

$$N_{b,0}^Z = \frac{E_b \cdot [b \cdot d - F_e - F_{sp}]}{D_Z} \cdot N_0^Z;$$

$$N_{e,0}^Z = \frac{E_e \cdot F_e}{D_Z} \cdot N_0^Z. \quad [\text{D 3.03 a, b}]$$

und für den vorgespannten Querschnitt mit in Verbund gebrachter Vorspannbewehrung zu

$$N_{b,0}^Z = \frac{E_b \cdot [b \cdot d - F_e - F_{sp}]}{D_Z} \cdot N_0^Z;$$

$$\bar{N}_{e,0}^Z = \frac{E_e \cdot F_e}{D_Z} \cdot N_0^Z; \quad N_{sp,0}^Z = \frac{E_e \cdot F_{sp}}{D_Z} \cdot N_0^Z. \quad [\text{D 3.04 a, b, c}]$$

4. Ideelle Dehnsteifigkeit des Zugringes

a) Konstant wirkende Längskraft N_0 und Schwinden

Analog zum Abschnitt 3 erhalten wir die folgenden Formeln. Es ist vorausgesetzt, daß N_0 sich am schlaff bewehrten Querschnitt verteilt, die Umlagerung aber am Verbundquerschnitt einschließlich der Vorspannbewehrung erfolgt

$$\varepsilon_{Z,(\varphi_n)} = \frac{N_0}{D_{Z,(\varphi_n)}} + \frac{\varepsilon_s}{\varrho_{Z,(\varphi_n)}}, \quad [\text{D 4.01}]$$

wobei die ideelle Dehnsteifigkeit beträgt:

$$D_{Z,(\varphi_n)} = \frac{D_Z}{\varphi_n} \cdot \varrho_{Z,(\varphi_n)}; \quad \varrho_{Z,(\varphi_n)} = \left[1 + \frac{E_e \cdot (F_e + F_{sp})}{E_b \cdot (b \cdot d - F_e - F_{sp})} \right]. \quad [\text{D 4.02 a, b}]$$

Die Umlagerungskräfte selbst ergeben sich zu:

$$N_{e,t}^Z = E_e F_e \cdot \left[\frac{N_0^Z}{D_{Z,(\varphi_n)}} + \frac{\varepsilon_s}{\varrho_{Z,(\varphi_n)}} \right], \quad [\text{D 4.03}]$$

$$N_{sp,t}^Z = E_e F_{sp} \cdot \left[\frac{N_0^Z}{D_{Z,(\varphi_n)}} + \frac{\varepsilon_s}{\varrho_{Z,(\varphi_n)}} \right], \quad [\text{D 4.03}]$$

$$N_{b,t}^Z = N_{e,t}^Z + N_{sp,t}^Z. \quad [\text{D 4.03 c}]$$

b) Linear mit φ anwachsende Längskraft $N_{(\varphi_n)}^Z$. Für diesen Fall ergeben sich in analoger Weise die folgende Formeln (Verteilung und Umlagerung ist hierbei am Verbundquerschnitt einschließlich der Vorspannbewehrung angenommen):

$$\varepsilon_{Z,(\varphi_n)}^* = \frac{N_{(\varphi_n)}^Z}{D_{Z,(\varphi_n)}^*}, \quad [\text{D 4.04}]$$

dabei ist

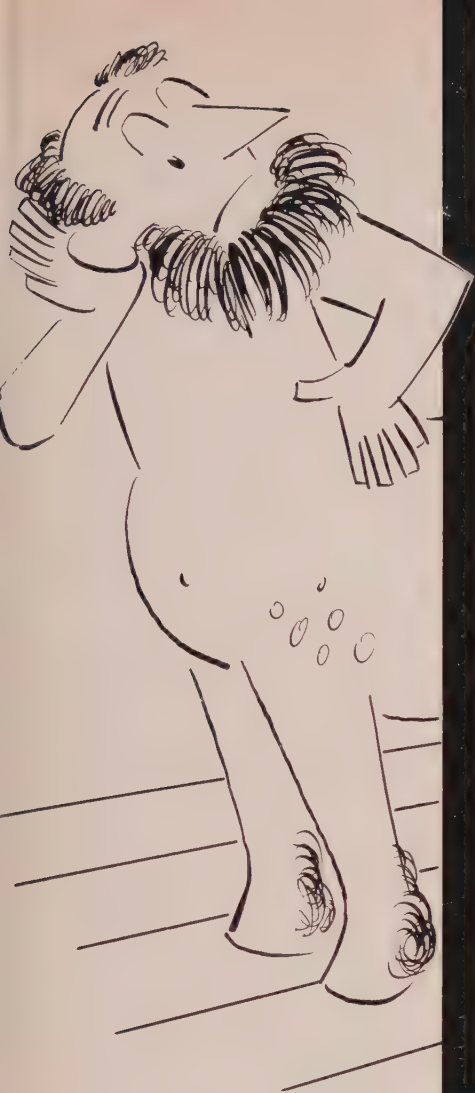
$$D_{Z,(\varphi_n)}^* = \frac{2 \cdot D_Z}{\varphi_n} \cdot \varrho_{Z,(\varphi_n)}^*; \quad \varrho_{Z,(\varphi_n)}^* = \left[1 + \bar{\varphi}_n^* \cdot \frac{E_e \cdot (F_e + F_{sp})}{E_b \cdot (b \cdot d - F_e - F_{sp})} \right]. \quad [\text{D 4.05 a, b}]$$

Die Umlagerungskräfte lauten nun:

$$N_{e,t}^Z = E_e F_e \cdot \frac{N_{(\varphi_n)}^Z}{D_{Z,(\varphi_n)}^*}, \quad [\text{D 4.06}]$$

$$N_{sp,t}^Z = E_e F_{sp} \cdot \frac{N_{(\varphi_n)}^Z}{D_{Z,(\varphi_n)}^*}, \quad [\text{D 4.06}]$$

$$N_{b,t}^Z = N_{e,t}^Z + N_{sp,t}^Z. \quad [\text{D 4.06}]$$



Fußboden ohne Resonanz

Lärm belastet die Nerven, setzt die Leistung herab und schadet der Gesundheit. Selbst wenn noch keine organischen Schäden festzustellen sind, beeinflussen Geräusche das vegetative Nervensystem, den Blutdruck und die Herz- und Magenfunktionen.

Für ein gesundes Wohnen ist ein guter Schallschutz im Wohnungsbau unbedingt erforderlich. Für ein gesundes Wohnen ist ein guter Schallschutz im Wohnungsbau unbedingt erforderlich. Für ein gesundes Wohnen ist ein guter Schallschutz im Wohnungsbau unbedingt erforderlich. **® STYROPOR** hat sich dabei als Schallisolierung besonders bewährt. Platten und Matten aus diesem geschäumten Kunststoff sind Beispiele für praxisnahe, wirksame Isolierung. Schon eine 10 mm starke Trittschalldämmplatte aus diesem Material verbessert die Schalldämmung bis zu 15 Phon.

Schaumstoffe aus STYROPOR bieten gleichzeitig Schutz gegen Kälte und Wärme, haben ein federleichtes Gewicht (spez. Gewicht $0,02 \text{ g/cm}^3$), sehr geringe Wasseraufnahme, gute mechanische Festigkeit, sind leicht zu verarbeiten, säure- und laugenbeständig, verrotten nicht, schwer entflammbar.

Die BASF
liefert den Rohstoff STYROPOR.
Auf Wunsch senden wir Ihnen gern
Anschriften von Verarbeiterfirmen.
Senden Sie uns bitte diesen Kupon. ▶



2094

Badische Anilin- & Soda-Fabrik AG

AOA - WERBUNG

LUDWIGSHAFEN AM RHEIN

A 3

Wir interessieren uns für STYROPOR
und bitten um Anschriften von Verarbeiterfirmen.

Name

Anschrift

Beruf oder Firma



FÜR BODENUNTERSUCHUNGEN

Feld- und Laborgeräte**GEONOR SOIL MECHANICS ^{AS}**

NIEDERLASSUNG DEUTSCHLAND · ESSEN · ZEUNERSTRASSE 13 · TELEFON 4 22 73

**IDEENWETTBEWERB „Unterirdisches Bauen“
(Schmitz-Scholl — Wettbewerb)**

Die Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA)
Düsseldorf, Kaiserswerther Straße 135, gibt hiermit die Ausschreibung eines Ideenwettbewerbes (gemäß GRW 1952) für zwei unterirdische „Mehrzweckbauwerke“, die gleichzeitig dem Verkehr, der gewerblichen Wirtschaft und dem Bevölkerungsschutz dienen, bekannt.

Zweck des Wettbewerbes ist, technisch und wirtschaftlich verwertbare Ideen für unterirdisches Bauen unter Berücksichtigung der Forderungen des Verkehrs und des Bevölkerungsschutzes zu gewinnen.

Preise des Wettbewerbes:	1. Preis	DM 30 000,—
	2. Preis	DM 25 000,—
	3. Preis	DM 20 000,—
	4. Preis	DM 15 000,—
	7 Ankäufe zu je	DM 5 000,—

Teilnahmeberechtigt sind alle freischaffenden, angestellten und beamteten Ingenieure und Architekten deutscher Staatsangehörigkeit, die ihren ständigen Wohnsitz in der Bundesrepublik oder West-Berlin haben; auch deutsche Studierende der einschlägigen Fachgebiete sind zugelassen.

Die **Wettbewerbsunterlagen** werden nach Voreinsendung von DM 20,— auf das Postscheckkonto der Studiengesellschaft, Essen 1370 86 (Sonderkonto Wettbewerb), zugesandt. Nach Einreichung eines prüfbaren Entwurfes wird diese Schutzgebühr rückvergütet.

Letzter Einsendungstermin: 30. Juni 1961.

Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V. (STUVA)
Dr. Paul Beyer Dr.-Ing. Franz Schreier Dr. Hermann Vaillant



E. Kriech- und Schwindverformungen

Unter Benutzung der Formeln für die elastischen Verformungen ergeben sich die Kriech- und Schwindverformungen des Systemes.

1. Verformungen der Schale

a) Kriechverformung der Membrankräfte aus Eigengewicht (g) (siehe elastische Verformungen Abschnitt A 2):

$$\vartheta_{(a_0, \varphi_n)} = - \frac{1}{D_{(a_0, \varphi_n)}^\beta} \cdot \left[\frac{d}{d\alpha} g N_{(a)}^\beta \right]_{(a_0)} + \frac{g N_{(a_0)}^\beta}{(D_{(a_0, \varphi_n)}^\beta)^2} \cdot \left[\frac{d D_{(a, \varphi_n)}^\beta}{d\alpha} \right]_{(a_0)} + \cotg \alpha_0 \cdot \left[\frac{g N_{(a_0)}^\beta}{D_{(a_0, \varphi_n)}^\beta} - \frac{g N_{(a_0)}^\beta}{D_{(a_0, \varphi_n)}^\beta} \right] \quad [E 1.01]$$

$$g \delta_{(a_0, \varphi_n)} = a_0 \cdot \frac{g N_{(a_0)}^\beta}{D_{(a_0, \varphi_n)}^\beta} \quad [E 1.02]$$

b) Schwindverformung (sch):

$$sch \vartheta_{(a_0, \varphi_n)} = + \frac{\varepsilon_s}{(\varrho_{(a_0, \varphi_n)}^\beta)^2} \cdot \left[\frac{d \varrho_{(a, \varphi_n)}^\beta}{d\alpha} \right]_{(a_0)} + \cotg \alpha_0 \cdot \left[- \frac{\varepsilon_s}{\varrho_{(a_0, \varphi_n)}^\beta} + \frac{\varepsilon_s}{\varrho_{(a_0, \varphi_n)}^\beta} \right] \quad [E 1.03]$$

$$sch \delta_{(a_0, \varphi_n)} = - a_0 \cdot \frac{\varepsilon_s}{\varrho_{(a_0, \varphi_n)}^\beta} \quad [E 1.04]$$

c) R -fache Kriechverformung infolge einer konstant wirkenden Radialkraft R am unteren Schalenrande (siehe elastische Verformungen Abschnitt B 3):

$$R \cdot \delta_{(a_0, \varphi_n)} = - \frac{R}{D_{(a_0, \varphi_n)}^\beta} \cdot 2 \cdot \sin \alpha_0 \cdot \kappa_{(a)}^2 \quad [E 1.05]$$

$$R \cdot \delta_{(a_0, \varphi_n)} = \frac{R}{D_{(a_0, \varphi_n)}^\beta} \cdot 2 \cdot a_0 \cdot \sin \alpha_0 \cdot \kappa_{(a_0)} \quad [E 1.06]$$

d) $R_{(\varphi_n)}$ -fache Kriechverformungen infolge einer linear anwachsenden Radialkraft $R_{(\varphi_n)}$ am unteren Schalenrande:

$$R_{(\varphi_n)} \cdot \delta_{(a_0, \varphi_n)}^* = - \frac{R_{(\varphi_n)}}{D_{(a_0, \varphi_n)}^{\beta, *}} \cdot 2 \cdot \sin \alpha_0 \cdot \kappa_{(a_0)}^2 \quad [E 1.07]$$

$$R_{(\varphi_n)} \cdot \delta_{(a_0, \varphi_n)}^* = \frac{R_{(\varphi_n)}}{D_{(a_0, \varphi_n)}^{\beta, *}} \cdot 2 \cdot a_0 \cdot \sin \alpha_0 \cdot \kappa_{(a_0)} \quad [E 1.08]$$

e) M -fache Kriechverformungen infolge eines konstant wirkenden Momentes am unteren Schalenrande (siehe elastische Verformungen Abschnitt B 4):

$$M \cdot \delta_{(a_0, \varphi_n)} = - \frac{M}{D_{(a_0, \varphi_n)}^\beta} \cdot \frac{4}{r} \cdot \kappa_{(a_0)}^3 \quad [E 1.09]$$

$$M \cdot \delta_{(a_0, \varphi_n)} = \frac{M}{D_{(a_0, \varphi_n)}^\beta} \cdot 2 \cdot \sin \alpha_0 \cdot \kappa_{(a_0)}^2 \quad [E 1.10]$$

f) $M_{(\varphi_n)}$ -fache Kriechverformungen infolge eines linear anwachsenden Momentes $M_{(\varphi_n)}$ am unteren Schalenrande:

$$M_{(\varphi_n)} \cdot \delta_{(a_0, \varphi_n)} = - \frac{M_{(\varphi_n)}}{D_{(a_0, \varphi_n)}^{\beta, *}} \cdot \frac{4}{r} \cdot \kappa_{(a_0)}^3 \quad [E 1.11]$$

$$M_{(\varphi_n)} \cdot \delta_{(a_0, \varphi_n)} = \frac{M_{(\varphi_n)}}{D_{(a_0, \varphi_n)}^{\beta, *}} \cdot 2 \cdot \sin \alpha_0 \cdot \kappa_{(a_0)}^2 \quad [E 1.12]$$

2. Verformungen des Zugringes

a) Kriechverformungen infolge der Ringkräfte aus Eigengewichtsringskraft (g), Vorspannung (V) und Schwinden (sch) (siehe elastische Verformungen Abschnitt C 1):

$$g \Delta_{Z, (\varphi_n)} = - \frac{g N_{(a_0)}^\alpha}{D_{Z, (\varphi_n)}} \cdot a_0^2 \cdot \cos \alpha_0 \quad [E 2.01]$$

$$V \Delta_{Z, (\varphi_n)} = - \frac{V}{D_{Z, (\varphi_n)}} \cdot a_0 \quad [E 2.02]$$

$$sch \Delta_{Z, (\varphi_n)} = - \frac{\varepsilon_s}{\varrho_{Z, (\varphi_n)}} \cdot a_0 \quad [E 2.03]$$

$\Theta_{Z, (\varphi_n)}$ -Werte sind für diese Lastfälle = 0.

b) R -fache Kriechverformungen infolge einer konstant wirkenden Radialkraft R (siehe elastische Verformungen Abschnitt C 2):

$$R \cdot \Delta_{Z, (\varphi_n)} = - \frac{R \cdot a_0^2}{D_{Z, (\varphi_n)}} \cdot \left[1 + 12 \cdot \left(\frac{e}{d} \right)^2 \right] \quad [E 2.04]$$

$$R \cdot \Theta_{Z, (\varphi_n)} = - \frac{R \cdot 12 \cdot e}{D_{Z, (\varphi_n)}} \cdot \left(\frac{a_0}{d} \right)^2 \quad [E 2.05]$$

c) $R_{(\varphi_n)}$ -fache Kriechverformungen infolge einer linear anwachsenden Radialkraft R :

$$R_{(\varphi_n)} \cdot \Delta_{Z, (\varphi_n)}^* = - \frac{R \cdot a_0^2}{D_{Z, (\varphi_n)}^*} \cdot \left[1 + 12 \cdot \left(\frac{e}{d} \right)^2 \right] \quad [E 2.06]$$

$$R_{(\varphi_n)} \cdot \Theta_{Z, (\varphi_n)}^* = - \frac{R \cdot 12 \cdot e}{D_{Z, (\varphi_n)}^*} \cdot \left(\frac{a_0}{d} \right)^2 \quad [E 2.07]$$

d) M -fache Kriechverformungen infolge eines konstant wirkenden Ringmomentes M (siehe elastische Verformungen Abschnitt C 3):

$$M \cdot \Delta_{Z, (\varphi_n)} = \frac{12 \cdot M \cdot e}{D_{Z, (\varphi_n)}} \cdot \left(\frac{a_0}{d} \right)^2 \quad [E 2.08]$$

$$M \cdot \Theta_{Z, (\varphi_n)} = \frac{12 \cdot M}{D_{Z, (\varphi_n)}} \cdot \left(\frac{a_0}{d} \right)^2 \quad [E 2.09]$$

e) $M_{(\varphi_n)}$ -fache Kriechverformungen infolge eines linear anwachsenden Ringmomentes $M_{(\varphi_n)}$:

$$M_{(\varphi_n)} \cdot \Delta_{Z, (\varphi_n)}^* = \frac{12 \cdot M \cdot e}{D_{Z, (\varphi_n)}^*} \cdot \left(\frac{a_0}{d} \right)^2 \quad [E 2.10]$$

$$M_{(\varphi_n)} \cdot \Theta_{Z, (\varphi_n)}^* = \frac{12 \cdot M}{D_{Z, (\varphi_n)}^*} \cdot \left(\frac{a_0}{d} \right)^2 \quad [E 2.11]$$

F. Kontinuitätsgleichungen

1. Elastische Kontinuitätsgleichungen

Ohne Berücksichtigung der Kriech- und Schwindverformungen bestimmen sich die statisch unbestimmten Größen R und M , die die Kontinuität zwischen der Schale und dem Zugring herstellen, aus den beiden folgenden Elastizitätsgleichungen

$$\sum \delta = \sum \Delta$$

$$g \delta_{(a_0)} + s \delta_{(a_0)} + R \cdot \delta_{(a_0)} + M \cdot \delta_{(a_0)} = g \Delta_Z + s \Delta_Z + V \Delta_Z + R \cdot \Delta_Z + M \cdot \Delta_Z \quad [F 1.01 a]$$

oder

$$R [R \delta_{(a_0)} - R \Delta_Z] + M [M \delta_{(a_0)} - M \Delta_Z] + [g \delta_{(a_0)} + s \delta_{(a_0)} - g \Delta_Z - s \Delta_Z - V \Delta_Z] = 0 \quad [F 1.01 b]$$

$$\sum \vartheta = \sum \Theta$$

$$g \vartheta_{(a_0)} + s \vartheta_{(a_0)} + R \cdot \vartheta_{(a_0)} + M \cdot \vartheta_{(a_0)} = R \cdot \Theta_Z + M \cdot \Theta_Z \quad [F 1.02 a]$$

oder

$$R [R \vartheta_{(a_0)} - R \Theta_Z] + M [M \vartheta_{(a_0)} - M \Theta_Z] + [g \vartheta_{(a_0)} + s \vartheta_{(a_0)}] = 0 \quad [F 1.02 b]$$

Aus den Gleichungen (F 1.01 b) und (F 1.02 b) ergeben sich die statisch unbestimmten Größen für Eigengewicht (g) und Schneelast (s)

$$^g R; \quad ^s R; \quad ^g M \text{ und } ^s M.$$

2. Kontinuitätsgleichungen der Kriech- und Schwindverformungen

Durch Kriechen und Schwinden des Betons ändern sich die statisch unbestimmten Größen R und M . Sattler [3] hat allgemein den annähernd linearen Verlauf der mit φ anwachsenden statisch unbestimmten Größen nachgewiesen. Berücksichtigen wir die elastischen Verformungen und die Kriechverformungen dieser neuen Unbekannten $R_{(\varphi_n)}$ und $M_{(\varphi_n)}$ unter Beachtung ihres linearen Funktionsverlaufes und erfassen wir weiter die Kriechverformungen aller ständig wirkenden Kräfte des Systemes einschließlich der Schwindverformungen von Schale und Ring, so lassen sich in sehr guter Näherung die durch Kriech- und Schwindverformungen bedingten Größen $R_{(\varphi_n)}$ und $M_{(\varphi_n)}$ aus den beiden folgenden Kontinuitätsgleichungen für $\varphi = \varphi_n$ bestimmen:

$$\begin{aligned} & \sum \delta_{(\varphi_n)} - \sum \Delta_{(\varphi_n)} = 0, \\ & R_{(\varphi_n)} \left[\left({}^R\delta_{(a_0)} + {}^R\delta_{(a_0, \varphi_n)}^* \right) - \left({}^R\Delta_Z + {}^R\Delta_{Z, (\varphi_n)}^* \right) \right] + \\ & + M_{(\varphi_n)} \left[\left({}^M\delta_{(a_0)} + {}^M\delta_{(a_0, \varphi_n)}^* \right) - \left({}^M\Delta_Z + {}^M\Delta_{Z, (\varphi_n)}^* \right) \right] + \\ & + \left[{}^g\delta_{(a_0, \varphi_n)} + {}^{sch}\delta_{(a_0, \varphi_n)} + {}^gR \cdot {}^R\delta_{(a_0, \varphi_n)} + {}^gM \cdot {}^M\delta_{(a_0, \varphi_n)} - \right. \\ & - {}^g\Delta_Z + {}^g\Delta_{Z, (\varphi_n)} - {}^{sch}\Delta_Z + {}^{sch}\Delta_{Z, (\varphi_n)} - {}^gR \cdot {}^R\Delta_Z + {}^gM \cdot {}^M\Delta_{Z, (\varphi_n)} \left. \right] = 0, \end{aligned} \quad [F 2.01]$$

$$\begin{aligned} & \sum \vartheta_{(\varphi_n)} - \sum \Theta_{(\varphi_n)} = 0, \\ & R_{(\varphi_n)} \left[\left({}^R\vartheta_{(a_0)} + {}^R\vartheta_{(a_0, \varphi_n)}^* \right) - \left({}^R\Theta_Z + {}^R\Theta_{Z, (\varphi_n)}^* \right) \right] + \\ & + M_{(\varphi_n)} \left[\left({}^M\vartheta_{(a_0)} + {}^M\vartheta_{(a_0, \varphi_n)}^* \right) - \left({}^M\Theta_Z + {}^M\Theta_{Z, (\varphi_n)}^* \right) \right] + \\ & + \left[{}^g\vartheta_{(a_0, \varphi_n)} + {}^{sch}\vartheta_{(a_0, \varphi_n)} + {}^gR \cdot {}^R\vartheta_{(a_0, \varphi_n)} + {}^gM \cdot {}^M\vartheta_{(a_0, \varphi_n)} - \right. \\ & - {}^gR \cdot {}^R\Theta_{Z, (\varphi_n)} - {}^gM \cdot {}^M\Theta_{Z, (\varphi_n)} \left. \right] = 0 \end{aligned} \quad [F 2.02]$$

G. Zahlenbeispiel

Zur Erläuterung der in den Abschnitten A bis F beschriebenen Berechnungsmethode wird die in Abb. 6 gezeigte Kugelschale für Eigengewicht $g = 0,3 \text{ t/m}^2$, Vorspannung des Zugringes und Kriechen und Schwinden berechnet.

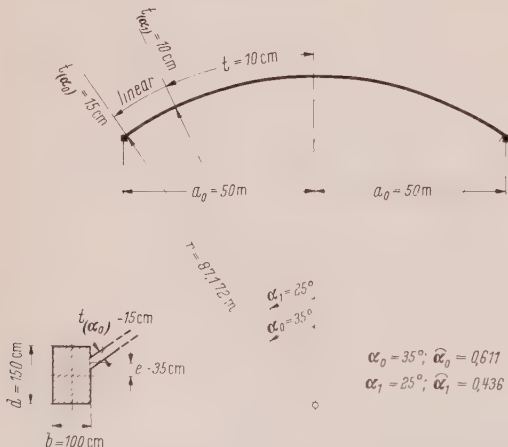


Abb. 6. Kugelschale mit elastischem Zugring, Systemwerte des Rechenbeispiels.

Es wurden

$$E_b = 3 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2, \quad \varphi_n = 2,5, \quad \alpha_0 = 35^\circ, \quad \alpha_1 = 25^\circ,$$

$$t_0 = t(\alpha_0) = 15 \text{ cm}, \quad t_1 = t(\alpha_1) = 10 \text{ cm}, \quad f_e^a(\alpha_0) = 0,153 \text{ cm}^2/\text{cm}, \quad f_e^a(\alpha_1) \approx 0,$$

$$f_e^b(\alpha_0) = 0,067 \text{ cm}^2/\text{cm}, \quad f_e^b(\alpha_1) \approx 0$$

gesetzt. Hiermit ergeben sich

$$\bar{\varphi}_n = 2,625, \quad \varphi_n^* = 2,125, \quad D_{(a_0)}^a = 0,47754 \cdot 10^6 \text{ t/m},$$

$$D_{(a_1)}^a = 0,3 \cdot 10^6 \text{ t/m}, \quad D_{(a_1)}^b = 0,16206 \cdot 10^6 \text{ t/m},$$

$$D_{(a_1)}^b = 0,3 \cdot 10^6 \text{ t/m}, \quad K_{(a_1)}^a = 0,00093 \cdot 10^6 \text{ m t},$$

$$K_{(a_1)}^b = 0,00025 \cdot 10^6 \text{ m t}, \quad D_{(a_0, \varphi_n)}^a = 0,22718 \cdot 10^6 \text{ t/m},$$

$$D_{(a_0, \varphi_n)}^b = 0,20006 \cdot 10^6 \text{ t/m}, \quad D_{(a_1, \varphi_n)}^b = 0,12 \cdot 10^6 \text{ t/m},$$

$$\varrho_{(a_0, \varphi_n)}^a = 1,18933, \quad \varrho_{(a_0, \varphi_n)}^b = 1,08243, \quad \varrho_{(a_1, \varphi_n)}^b = 1,00,$$

$$D_{(a_0, \varphi_n)}^b = 0,39432 \text{ t/m}, \quad \frac{dD_{(a)}^b}{d\alpha} = 0,92855 \cdot 10^6 \text{ t/m},$$

$$\frac{\partial}{\partial \alpha} D_{(a, \varphi_n)}^b = 0,45812 \cdot 10^6 \text{ t/m}; \quad \frac{\partial \varrho_{(a, \varphi_n)}^b}{\partial \alpha} = 0,47230.$$

Weiterhin sind:

$$\kappa_{(a_0)} = 31,169, \quad \kappa_{(a_1)} = 38,857 \quad [B 2.01]$$

und damit

$$\eta = 0,271, \quad \gamma = 27,498.$$

Die Abmessungen des Zugringes sind aus Abb. 6 ersichtlich. Er enthält $F_e = 62 \text{ cm}^2$ schlaffe Bewehrung und $F_{sp} = 328 \text{ cm}^2$ Spannstahl. Es ergeben sich

$$D_Z = 4,513 \cdot 10^6 \text{ t}, \quad D_{Z'} = 5,702 \cdot 10^6 \text{ t}$$

und für $\varphi_n = 2,0$

$$D_{Z(\varphi_n)} = 2,691 \cdot 10^6 \text{ t}, \quad \varrho_{Z(\varphi_n)} = 1,491, \quad D_{Z'}^b(\varphi_n) = 5,814 \cdot 10^6 \text{ t}$$

Nach Ermittlung sämtlicher Randverformungen von Schale und Zugring ergab die Lösung der Kontinuitätsgleichungen

a) im elastischen Falle:

$$R = -2,208 \text{ t/m}; \quad M = 0,495 \text{ m t/m},$$

b) nach beendetem Kriechen und Schwinden:

$$R_{(\varphi_n)} = 0,788 \text{ t/m}; \quad M = -0,03 \text{ m t/m}.$$

Die resultierenden Schalenlasten M^a und N^b sind in der Abb. 7 und 8 als (a) Kurven graphisch aufgetragen.

H. Vergleichsberechnungen und Folgerungen

Um die Auswirkungen zu verfolgen, die eine verschiedenartige konstruktive Ausbildung des Zugringes auf das statische Verhalten einer Kuppelschale hat, wurde die in Abb. 6 gezeigte Kugelschale für die folgenden Lastfälle und Ringquerschnitte berechnet.

1. Last- und Systemfälle

a) Schaleneigengewicht und volle Vorspannung eines Zugringes mit relativ großer Betonquerschnittsfläche.

b) Schaleneigengewicht, symmetrische Schneelast und volle Vorspannung eines Zugringes mit relativ großer Betonquerschnittsfläche.

c) Lastfall und System nach a) einschließlich Kriechen und Schwinden.

d) Lastfall und Ringausbildung nach a), aber mit konstanter Stärke der Kugelschale.

e) Schaleneigengewicht und volle Vorspannung eines Zugringes mit etwa minimaler Betonquerschnittsfläche.

f) Lastfall und System nach e) einschließlich Kriechen und Schwinden.

g) Schaleneigengewicht und schlaff bewehrter Zugring (niederwertige Stahlbewehrung, etwa St 37).

h) Schaleneigengewicht, symmetrische Schneelast und schlaff bewehrter Zugring, Ausbildung nach g).

i) Lastfall und System nach g) einschließlich Kriechen und Schwinden.

j) Schaleneigengewicht und schlaff bewehrter Zugring (hochwertige Stahlbewehrung, etwa St 52).

2. Wirkende Querschnittswerte der unterschiedlichen Fälle

In Tabelle 1 sind die für Schale und Ring angenommenen Querschnittswerte der Vergleichsberechnungen angegeben. Bei den Last- und Systemfällen a) bis f) sind

moment M^a der Schale in Größe und funktionellem Verlauf abhängig von α dargestellt. Ferner ist für vier spezielle Fälle in Abb. 8 die Schalennormalkraft in Richtung der Parallelkreise, nämlich N^b ebenfalls abhängig vom Winkel α aufgetragen.

Tabelle 1.

Lasten und System	Schale								Ring				
	α -Richtung				β -Richtung								
	$t(a_0)$ cm	$t(a_1)$ cm	$f_{e,(a_0)}$ cm ² /cm	$f_{e,(a_1)}$ cm ² /cm	$t(a_0)$ cm	$t(a_1)$ cm	$f_{e,(a_0)}$ cm ² /cm	$f_{e,(a_1)}$ cm ² /cm	b cm	d cm	F_e cm ²	F_{sp} cm ²	e cm
(a), (b), (c)	15	10	0,153	—	15	10	0,067	—	100	150	62	328	35
(d)	10	10	—	—	10	10	—	—	100	150	—	—	35
(e), (f)	15	10	0,153	—	15	10	0,067	—	100	80	—	328	35
(g), (h), (i)	15	10	0,153	—	—	—	0,510	0,510	—	—	620	—	35
(j)	15	10	0,153	—	—	—	0,510	0,510	—	—	420	—	35

$$g=0,300 \text{ t/m}^2; \quad s=0,150 \text{ t/m}^2; \quad V=1550 \text{ t}; \quad \varphi_n=2,5; \quad \varepsilon_s=20 \cdot 10^{-5}$$

wohl der Zugring als auch die Schale in beiden Richtungen, nämlich in Meridiankreis- und Parallelkreisrichtung, durch das Vorspannen des Ringes unter Druckspannungen. Bei der Schalensbewehrung ist in beiden Richtungen eine geringe Bewehrung außerhalb der Randzone in der Berechnung vernachlässigt. Für den minimalen Zugringquerschnitt ist nur eine Vorspannbewehrung angenommen worden, während beim relativ großflächigen Zugring zusätzlich eine schlaaffe Bewehrung für örtliche Lastübertragungen vorgesehen ist. Der Fall d) bildet hierzu eine Ausnahme. Im Falle d) ist zum Vergleich die Schale mit konstanter Schalensstärke angenommen, und bei dieser Berechnung sind für die Schale und für den Ring jegliche Bewehrungsflächen gegenüber den Betonflächen in den Querschnitten unberücksichtigt geblieben.

Die Last- und Systemfälle g) bis j) sehen nur eine schlaaffe Bewehrung des Zugringes vor. Deshalb ist der Zugring als gerissen betrachtet worden, und in der Berechnung sind nur die Bewehrungsquerschnittsflächen angesetzt worden, nicht aber die Betonquerschnittsfläche. Das gleiche gilt für die Schalensrandzone in Richtung der Parallelkreise. Bedingungs ist nunmehr die Bewehrung in dieser Richtung wesentlich verstärkt. In den gerissenen Betonzonen ist immer noch die Möglichkeit einer Schubkraftübertragung angenommen worden, jedoch sind Schwindverformungen in diesen Zonen ausgeschlossen worden.

3. Ergebniswerte

Für die Last- und Systemfälle a) bis j) sind die statisch bestimmten Größen der Störungslasten in Tabelle 2 angegeben. In der Abb. 7 ist das charakteristische Biege-

Tabelle 2.

Lasten und System	R t/m	M t · m/m	$R(\varphi_n)$ t/m	$M(\varphi_n)$ t · m/m
(a)	-2,208	+0,495		
(b)	-1,488	+0,320		
(c)	-2,208	+0,495	+0,788	-0,030
(d)	-1,463	+0,572		
(e)	-3,098	-0,630		
(f)	-3,098	-0,630	-0,271	-0,090
(g)	+1,773	-0,182		
(h)	+2,548	-0,265		
(i)	+1,773	-0,182	+0,002	-0,022
(j)	+2,254	+0,026		

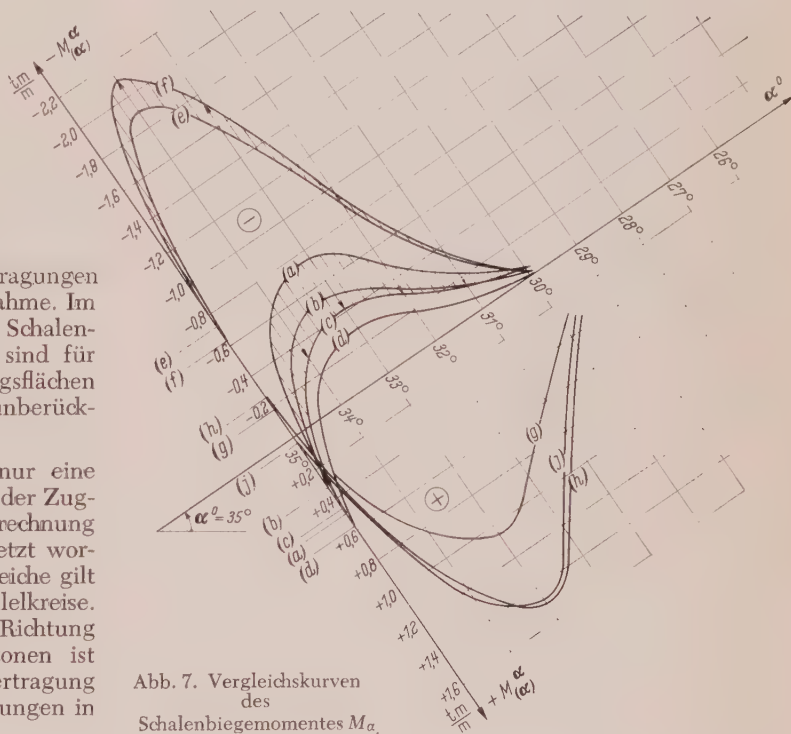


Abb. 7. Vergleichskurven des Schalenbiegemomentes M_α .

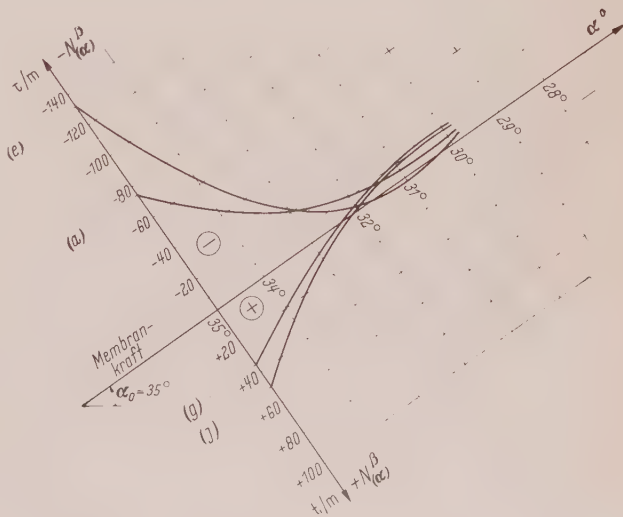


Abb. 8. Vergleichskurven der Schalennormalkraft N^β .

4. Folgerungen

I. Systeme mit vorgespanntem Zugring

a) Elastische Verhältnisse für ständige Last und Vorspannung. Eine Vorspannung des Zugringes, die z. B. durch innerhalb des Betonquerschnittes in Röhren verlegte Spannstähle, durch Umwickeln des äußeren Umfanges des Ringes mit angespannten Stahlsaiten oder durch längs dieses Umfanges angeordnete Stahlseile erfolgen kann, ermöglicht eine vollkommene Druckbelastung und damit Rissefreiheit des Betons im gesamten System der Kugelschale und des Zugringes. Entsprechend der Größe der gewählten Vorspannkraft und der relativen Dehnsteifigkeit des Betonringes erzeugt die elastische Verkleinerung des Ringes für ständige Lasten negative Biegemomente in der Schalenrandzone, die, wie die Kurven a) und e) zeigen, stark variieren und kritische Werte (e) annehmen können. Die Änderung der maximalen Werte ist annähernd proportional einer Änderung der Vorspannkraft oder der Ringquerschnittsfläche. Neben den Biegemomenten M^a sind auch die Betonpressungen in der Ringrichtung der Schalenrandzone bei starker Vorspannung zu beachten, besonders in dem Falle, wenn die Schalenmembrankräfte N^b bei flachen Schalen negativ sind und sich mit denen der Vorspannung addieren [Abb. 8, Kurve (e)]. Diese kritischen Werte von M^a und N^b können speziell dann erreicht werden, wenn die Vorspannung auch für die um den Sicherheitsfaktor gesteigerte ständige Last und Verkehrslast noch den Ring unter Druck halten soll. Erfolgt die Vorspannung andererseits zum Beispiel beschränkt nur für einfache ständige Last und Verkehrslast, so ist der Ringquerschnitt zusätzlich beträchtlich schlaff zu bewehren, da für einen Bruchnachweis bei einer Laststeigerung die Vorspannung annähernd konstant verbleibt und nach Überwindung der Vorspannkraft und damit Versagen des Betonquerschnittes die alleinige kleinflächige Vorspannbewehrung zu katastrophalen Ringdehnungen und damit Schalenmomenten führen würde. Dies wird durch die später besprochenen Beispiele für schlaff bewehrte Ringe bestätigt.

β) Zusätzliche rotationssymmetrische Verkehrslast. In der Regel bewirkt eine zusätzliche rotationssymmetrische Verkehrslast, d. h. Schneelast, eine größere Dehnung des vorgespannten Zugringes als der Schalenrandzone. Dies verursacht eine Verkleinerung der Schalenbiegemomente M^a . Der Vergleich der Kurven a) und b) in Abb. 7 bestätigt diese Aussage.

γ) Auswirkungen der Kriech- und Schwindverformungen. Infolge Kriechens und Schwindens des Betons erfolgt zunächst in jedem bewehrten Betonquerschnitt eine Umlagerung der Querschnittslasten, die sich auf den Beton- und Stahlquerschnitt verteilen, dahingehend, daß in bekannter Weise der Betonanteil des Querschnittes entlastet wird, während der Stahlquerschnitt in gleicher Weise zusätzlich belastet wird. Im Falle des vorgespannten Betonzugringes bewirkt das Kriechen und Schwinden besonders einen Abfall der Vorspannkraft. Diese Umlagerung ist ferner mit Deformationen der Schale und des Zugringes verbunden, welche neue statisch unbestimmte Größen der Störungs-lasten zwischen Schale und Ring zur Wahrung der Kontinuität fordern. Die zusätzlichen statisch unbestimmten Größen können entlastend oder zusätzlich belastend in der Schale Biegemomente und Normalkräfte verursachen. In Tabelle 2 zeigt der Fall (c), wie die Änderungen der statisch Unbestimmten entlastend wirkt, während der Fall (f) eine

Zunahme für R und M zeigt. Die gleichen Verhältnisse zeigt das Schalenmoment M^a in Abb. 7. Der schraffierte Bereich zwischen den Kurven (a) und (c) zeigt die Verkleinerung von M^a im Falle eines relativ großflächigen Betonzugringes während der Bereich zwischen den Kurven (e) und (f) die Zunahme von M^a angibt im Falle des etwa minimalflächigen Ringes. Die Ergebnisse weisen darauf hin, daß der kleinflächige Ringquerschnitt stärker kriecht und schwindet als die Schalenrandzone sich in Ringrichtung verformt. Ferner unterstreicht ein prozentualer Vergleich der Maximalwerte der betroffenen Kurven die Bedeutung der Kriech- und Schwinduntersuchung.

II. Systeme mit schlaff bewehrtem Zugring

a) Elastische Verhältnisse für ständige Last und Verkehrslast. Die Vergleichsberechnungen für schlaffe Bewehrung des Zugringes zeigen, daß selbst für große Durchmesser eines Kugeldomes eine solche konstruktive Ausbildung des Ringes durchführbar ist. Zur Beschränkung der Verformungen und der Störungs-lasten ist die Verwendung niederwertigen Bewehrungsstahles oder eine Herabsetzung der zulässigen Stahlspannungen für den Gebrauchslastenzustand ratsam. Im Zugring ist ein völliges Aufreißen des Betons zu erwarten, welches sich entsprechend den Verhältnissen des Systemes mehr oder weniger weit in die Randzone der Schale fortsetzt, allerdings nur rechtwinklig zur Richtung der Parallelkreise. Da Betonschalen oft durch Metallfolien oder anderweitig abgedeckt und isoliert werden, ist eine Rissefreiheit des Betons nicht immer erforderlich. Abb. 9 zeigt die nunmehr vorwiegend positiven Schalenmomente M^a der Kurven g), h) und j), wobei die Kurven (g) und (j) für Eigengewicht die Einflüsse der Verwendung von etwa St 37 bzw. St 52 als Bewehrung für den Zugring vergleichen. Die Momente verhalten sich etwa umgekehrt proportional der Querschnittsfläche der Stahlbewehrung. Der Vergleich der Kurven (g) und (h) gibt das zusätzliche Anwachsen der Momente bei Schneebelastung an. Diese Momentenverhältnisse und besonders die zugehörigen Längskräfte der Schale in Ringrichtung Abb. 8 Kurven g) und j) weisen darauf hin, daß, wie oben erwähnt, die schlaffe Bewehrung des Ringes überdimensioniert werden sollte, um einerseits die Größe der zu erwartenden Risse im Beton zu beschränken und andererseits die Größe der Schnittlasten der Schale im Rahmen einer angemessenen Schalenbewehrung zu halten. Da bei schlaffer Bewehrung des Zugringes die Belastungen an Schnittlasten proportional sind, ist die Bruch-sicherheit durch Einhaltung der erlaubten Gebrauchsspannungen erfüllt.

β) Auswirkungen der Kriech- und Schwindverformungen. Da der Beton im Zugring und in der Schalenrandzone in Parallelkreisrichtung gerissen ist, sind Kriech- und Schwindumlagerungen und deren Verformungen nur in der Druckrichtung der Schale, nämlich in Meridianrichtung, anzusetzen. Der Einfluß auf die statisch unbestimmten Größen des Systemes ist dann so gering, daß er vernachlässigt werden kann. Der Fall (i) in Tabelle 2 gibt einen zahlenmäßigen Vergleich der φ_n -Werte zu den elastischen Werten von R und M.

Literatur

1. K. Girkmann: Flächentragwerke. Wien: Springer.
2. W. Flügge: Statik und Dynamik der Schalen. Berlin, Göttingen, Heidelberg: Springer.
3. K. Sattler: Theorie der Verbundkonstruktionen. Berlin: Ernst & Sohn.
4. H. Bandel: Einfache Berechnungsmethoden für Verbundkonstruktionen. Berlin, Göttingen, Heidelberg: Springer.

Reflektorantennen großer Abmessung in neuer Bauweise und ihre Statik

Von Paul Enneper, Rheinhausen

K 621.396.677.833.2 : 624.94.016.7 : 624.074.7.04

Einleitung

Für die Sprech- und Signalfunkübertragung auf großen Entfernungen werden in schwer zugänglichen Gebieten oder über Meeresteile hinweg UHF-Überreichweiten-Richtstrecken benutzt. Als Antennen werden Parabol-Reflektoren großer Abmessung verwendet. Sie sind durch senkrecht zueinander polarisierte Wellen für gleichzeitiges Senden und Empfangen eingerichtet. Auf jeder Richtstrecke lassen sich hundert und mehr Telephonienäle und weitere Signalfunkkanäle unterbringen. Die Reflektorachse ist auf die hinter dem Horizont liegende Gegenstation ausgerichtet. Die Wirkungsweise dieses Systems ist wie folgt: ein Teil des gebündelten und gerichteten Sendestrahles geht infolge Brechung und Beugung bzw. Streuung in der Troposphäre der Erdkrümmung. Hieraus erklärt sich auch die englische Bezeichnung: Tropospheric-Forward-Scatter-System. Wegen der großen Entfernungen zwischen den Gegenstationen sind große Sendeenergien und damit großflächige Reflektoren erforderlich, z. B. werden bei 350 km Entfernung Reflektordurchmesser von 18 m benötigt, und bei 800 km Entfernung sind doppelt so große Durchmesser erforderlich. Die größte Anlage dieser Art wurde für die Nachrichtenübermittlung bei der DEW-Line, die sich im hohen Norden quer über den amerikanischen Kontinent erstreckt, gebaut. Auch Telephongesellschaften haben bei entsprechenden Voraussetzungen dieses System verwendet. Die benutzten Wellenlängen liegen im UHF-Bereich; es werden Wellen von drei bis zehn Dezimetern Länge benutzt. Da die UHF-Überreichweiten-Richtstrecken zum mehr oder minder großen Teil klimatisch ungünstige Gebiete durchqueren, werden an den mechanischen Teil der Reflektorantennen oft hohe Anforderungen gestellt. Ohne Beeinträchtigung des Funkbetriebes sind für die Bemessung Windgeschwindigkeiten von 240 km/h bei Temperaturen von $\pm 54^\circ\text{C}$ und einem Eisbehang bis 15 cm gefordert worden. Bei diesen Belastungen dürfen die Verformungen der Reflektorfläche und die Abweichungen der Reflektorachse von der vorgeschriebenen Richtung aus funkttechnischen Gründen nur innerhalb sehr enger Grenzen liegen. Da in bestimmten Gebieten noch höhere Belastungen auftreten können, hat man neuerdings bei Antennen im Fall „außer Betrieb“ für die Bemessung Windgeschwindigkeiten von 375 km/h bei Temperaturen bis -54°C und einen allseitigen Eisbehang von 63 cm gefordert. Aus dem möglichen Eisbehang folgt, daß winddurchlässige Reflektorflächen aus Streckmetall oder gelochten Blechen, wie sie bei Leichtmetall-Parabol-Reflektoren größerer Abmessungen z. B. für Radioteleskope verwendet werden, keine wirtschaftlichen Vorteile bringen. Man hat deshalb für Antennen in klimatisch ungünstigen Gebieten geschlossene Reflektorflächen gewählt. Abb. 1 zeigt ein unter dem Namen „Billboard-

einer aus dünnen Stahlblechen und Profilen aufgebauten orthotropen Platte. Das im Brennpunkt des Paraboloides angeordnete Sende- und Empfangs-Horn wird durch einen besonderen Fachwerkturm gestützt, der auch die elektrischen Leitungen und eine Leiter trägt. Bei der DEW-Line hat man die ganze Stützkonstruktion noch mit einer Blechverkleidung umgeben, um in dem dadurch geschaffenen Raum die Heizungsanlage für die Reflektorfläche unterbringen zu können. Die Reflektoren haben Abmessungen von $18 \times 18\text{ m}$, und die Höhe über dem Boden beträgt mindestens 1,5 m. In klimatisch günstigeren Gebieten, in denen geringere Windstärken und keine Vereisung auftreten, hat man auch eine Leichtmetall-Fachwerkkonstruktion mit durch-

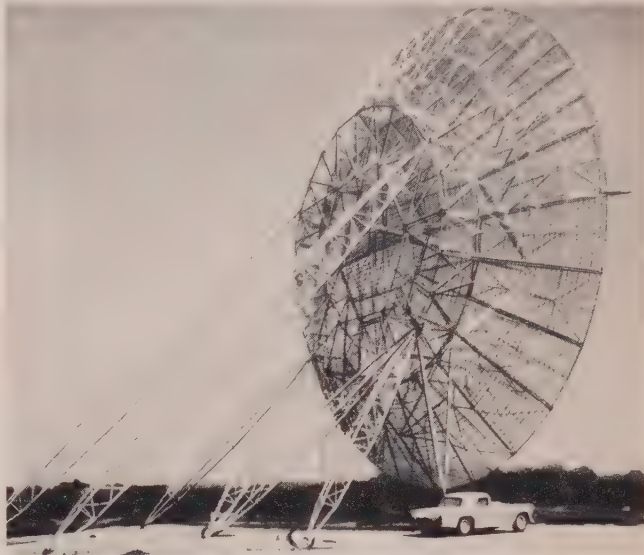


Abb. 2. Zentralring-Antenne.
Aus: „The Microwave Journal“ July/Aug. 1958.

brochener Reflektorfläche, wie sie in Abb. 2 dargestellt ist, und die man als „Zentralring-Antenne“ bezeichnen kann, verwendet. Der Reflektor dieses Antennensystems stimmt in seinem Konstruktionsprinzip weitgehend mit den gebräuchlichen Reflektoren für Radioteleskope überein. Er besteht aus einem zentralen Ring, der radial angeordnete Kragträger stützt, die durch weitere Ringe und Verbände miteinander verbunden sind. Die Reflektorfläche aus Streckmetall oder gelochtem Blech lagert selbst auf einem Lattensystem aus Rohren. Der Reflektor wird durch eine Anzahl Fachwerkstützen auf dem Fundament gelagert. Für die gesamte Konstruktion in geschweißter Leichtmetallausführung werden vorwiegend Rohre verwendet. Antennen dieser Art sind sehr leicht, sie erwiesen sich jedoch unter wechselnden Windbelastungen als dauerbruchempfindlich.

Antennen neuer Bauweise

Die NATO errichtet z. Z. eine Nachrichtenübermittlungsanlage von erheblicher Länge nach dem UHF-Überreichweiten-System, bei der ca. 150 Parabol-Reflektoren benötigt werden, die zum größten Teil einen Durchmesser von 18 m erhalten. Die Höhen der Reflektorunterkanten über dem Boden betragen je nach den Geländeverhältnissen 1,5 m; 4,0 m; 7,5 m und 15,0 m. Bei einem international ausgeschriebenen Wettbewerb zeigte sich eine neue Bauweise für den mechanischen Teil der Antennen hinsichtlich der Gesamtkosten für Lieferung, Transport und Montage allen konventionellen Entwürfen überlegen. Dieses Antennensystem in feuerverzinkter Stahlbauweise soll im folgenden beschrieben werden, wobei vorwiegend die Statik berücksichtigt wird, während eine Beschreibung der Konstruktion einem anderen Aufsatz vorbehalten ist¹.

Man kann dieses System als „Dreibock-Membranschalen-Antenne“ bezeichnen (Abb. 3 und 4). Für den größten Teil der Antennen war mit einer Windgeschwindigkeit von $v = 240\text{ km/h}$ zu rechnen. Dabei mußten ein Temperaturbereich von $\pm 54^\circ\text{C}$ und gegebenenfalls ein all-

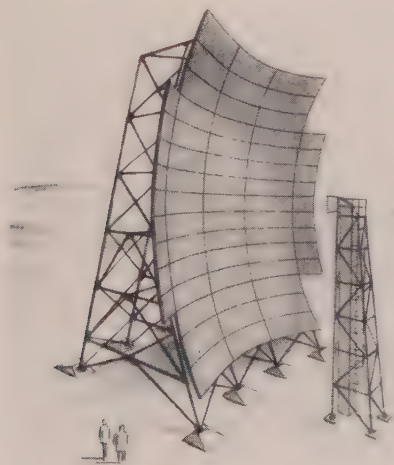


Abb. 1. Billboard-Antenne.

Antenne“ bekanntgewordenes Antennensystem, das z. B. bei der DEW-Line verwendet wurde. Die Stützkonstruktion dieser Antennen besteht aus einer Reihe parallel angeordneter, im Fundament eingespannter Stahlfachwerkträger, die durch Verbände miteinander verbunden und ausgesteift sind. Die Reflektorfläche, ein polygonal berandetes Umdrehungsparaboloid, besteht aus

¹ Der Stahlbau (1961) Heft 2.

seitiger Eisbehang von 10 cm berücksichtigt werden. Aus dem Gasgesetz folgt, daß sich der zu $q = v^2/16$ unter normalen Bedingungen zu errechnende Staudruck bei niedrigen Temperaturen im umgekehrten Verhältnis der absoluten Temperaturen, d. h. im vorliegenden Falle um 32 % erhöht, wenn man in der Gleichung sicherheitshalber den



Abb. 3. Dreibock-Membranschalen-Antenne, Seitenbild.

Luftdruck konstant läßt. Ferner durften sich unter ungünstigsten Belastungsbedingungen keine größeren Abweichungen der Reflektorfläche vom theoretischen Paraboloid als ± 25 mm ergeben, wobei in diesen Betrag auch alle Bauungenauigkeiten und alle sonstigen Fehler einzuschließen waren; und gleichzeitig durfte die Abweichung des Antennenstrahles von der vorgeschriebenen Richtung nicht größer als $1/4^\circ$ sein.

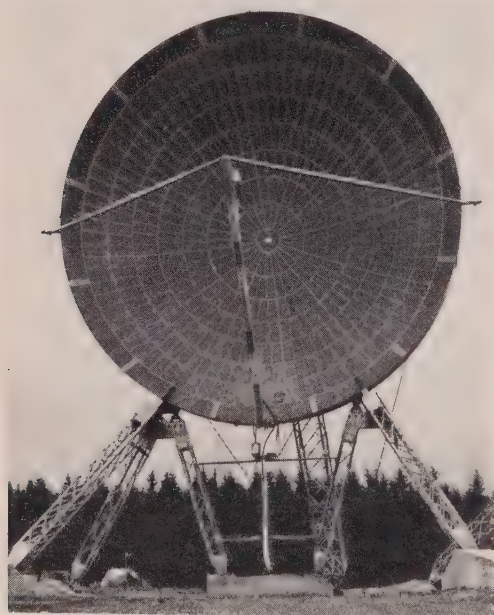


Abb. 4. Dreibock-Membranschalen-Antenne, Frontbild.

Bei Verwendung von Baustahl mußte die Konstruktion feuerverzinkt werden; Nieten und Schweißen war nur in der Werkstatt erlaubt. Die Stückgewichte waren wegen des möglichen Luft- oder Seetransportes auf 1000 kg begrenzt, und die Kollilängen durften 6 m nicht überschreiten. Die Montage mußte ohne den üblichen Aufwand an schwerem Montagegerät möglich sein.

Aus der gegebenen Belastung und einer Projektionsfläche des Reflektors von $F = 255 \text{ m}^2$ ergab sich, daß nicht nur der Reflektor, sondern auch die Unterstützungsstruktur erhebliche Lasten aufzunehmen hat. Versuche am Windkanal der Technischen Hochschule Hannover zeigten, daß sich für den Reflektor die größte Normalkraft und

gleichzeitig das größte Moment um die Hochachse bei Schräganblasen von vorn ergab. Mit einem temperaturkorrigierten Staudruck von $q = 370 \text{ kg/m}^2$ und einem Widerstandsbeiwert von $c_N = 1,65$ folgt eine Normalkraft von $N = 156 \text{ t}$, und bei einem $c_M = 0,115$ beträgt das Moment um die Hochachse $M_H = 195 \text{ tm}$. Bei seitlichem Anblasen ergibt sich mit einem $c_T = 0,23$ die größte Tangentialkraft zu $T = 22 \text{ t}$. Die vertikale Belastung aus dem Eisbehang des Reflektors beträgt $V_E = 30 \text{ t}$. Diese erheblichen Anforderungen gaben Veranlassung, eine neue Bauweise zu entwickeln, bei der der Reflektor als Membranschale mit in gleichen Abständen gestütztem Randring ausgebildet ist und die Normalkraftbelastung auf kürzesten Wege dem Knoten eines Dreibocks zugeführt und durch diesen in die Fundamente geleitet wird. Die Anordnung der übrigen Stäbe der Stützkonstruktion ergab sich ebenfalls aus der Bedingung möglichst kurzer Ableitungsweg der Tangentialbelastung aus Wind und der Eigengewichts- und Eisbelastung des Reflektors in die Fundamente.

Stützsysteem

Die Abb. 5 zeigt das Stützsysteem mit den Hauptbelastungsgrößen. Die Stützstäbe bei den verschiedenen Gerüsthöhen behalten ihre Richtung im Raum bei; damit

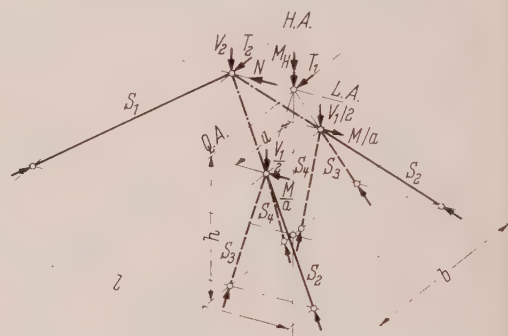


Abb. 5. Stützsysteem.

sind die Stabkräfte aus der Primärbelastung, d. h. aus der Belastung des Reflektors unabhängig von der Höhe, während sich nur aus der Sekundärbelastung, d. h. aus der Belastung aus Eigengewicht, Eis und Wind auf die Stützkonstruktion selbst unterschiedliche Stabkräfte und Biegemomente ergeben. Die Abbildung zeigt, daß der aus den Stäben S_1 und S_2 gebildete Hauptdreibock die Normalkraft N des Reflektors und die geringen Anteile T_2 und V_2 der Reflektorbelastung aus Windtangentialkraft, Eigengewicht und Eis aufzunehmen hat, während die größeren Anteile T_1 und V_1 von zwei in einer Vertikalebene angeordnete Strebenpaaren S_3 und S_4 aufzunehmen sind und das Verdrehmoment M_H um die Hochachse als Kräftepaar von den Strebenpaaren S_2 und S_3 . Je eine der Streben S_2 , S_3 und S_4 bilden zwei weitere Dreiböcke. Die Streben S_2 , die gleichzeitig die Vorderstreben des Hauptdreibockes sind, werden in ihrem oberen Teil durch die beiden unteren Stützstreben des Reflektors ersetzt. Es ist ferner ersichtlich, daß die Basisweite „ l “ dieses Stützsysteams im Vergleich zur Höhe „ h “ sehr groß gemacht werden kann. Sie wurde in diesem Falle mit der zweifachen Höhe angenommen. Daraus folgen im Vergleich zu den Billboard-Antennen wesentlich geringere Fundamentbelastungen; denn die Basisweite der Stützträger dieses Systems kann man auf praktischen Erwägungen kaum größer als die 0,6-fache Höhe der Reflektorachse machen.

Die Rückstrebe S_1 ist sowohl auf dem Fundament als auch an dem Reflektorknoten gelenkig angeschlossen. Ebenso sind die Vorderstreben S_2 , S_3 und S_4 mit Ausnahme der Streben für die kleinen Gerüsthöhen an den Fundamenten gelenkig gelagert. Die Streben S_3 und S_4 sind an ihren oberen Enden jeweils durch eine Querträger miteinander verbunden, an dem auch die Vo-

lassen. Es sind starre Stützen vorausgesetzt. Etwaige Stützensenkungen haben bei gleicher Dimensionierung aller Stützen keinen Einfluß auf die angegebenen Werte, nur bei der Durchbiegung y müßte gegebenenfalls aus den Stützensenkungen eine konstante Normalverschiebung des Ringes als Ganzes und/oder eine Drehung um die Ringhochachse hinzukommen.

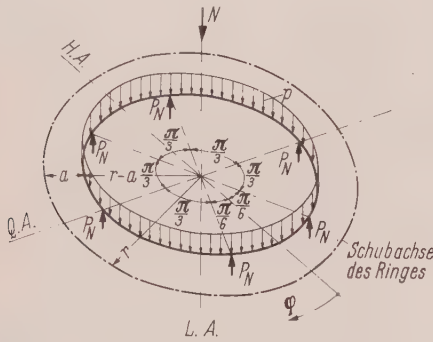


Abb. 10. Belastung aus Windnormalkraft.

Fall 1: Belastung aus Normalkraft nach Abb. 10

$$p = \frac{N}{2\pi(r-a)} \quad \text{und} \quad P_N = \frac{N}{6},$$

$$Q = -\frac{N}{2} \cdot \frac{\varphi}{\pi},$$

$$B = N(r-a) \left(\frac{1}{2\pi} - \frac{1}{6} \cos \varphi \right),$$

$$T = N(r-a) \left(-\frac{r}{r-a} \cdot \frac{1}{2} \frac{\varphi}{\pi} + \frac{1}{6} \sin \varphi \right),$$

$$y = N(r-a) \cdot r^2 (\alpha + \beta) \left[\frac{\pi}{36} + \frac{\sqrt{3}}{24} + \frac{a}{r} \left(\frac{\pi}{36} - \frac{\sqrt{3}}{24} \right) - \frac{1}{12} \left(1 + \frac{\pi \cdot \sqrt{3}}{6} \right) \cos \varphi - \frac{\varphi}{12} \sin \varphi + \frac{\alpha}{\alpha + \beta} \cdot \frac{a}{r} \left(\frac{\sqrt{3}}{12} - \frac{1}{2\pi} \right) + \frac{\beta}{\alpha + \beta} \frac{r}{r-a} \left(\frac{\sqrt{3}}{12} + \frac{\pi}{144} - \frac{a}{r} \left(\frac{1}{2\pi} - \frac{\sqrt{3}}{12} \right) - \frac{1}{6} \cos \varphi - \frac{\varphi^2}{4\pi} \right) \right],$$

$$\eta = N(r-a) \cdot r (\alpha + \beta) \left[\frac{1}{12} \left(\frac{\pi \cdot \sqrt{3}}{6} - 1 \right) \cos \varphi + \frac{\varphi}{12} \sin \varphi + \left(\frac{\alpha}{\alpha + \beta} + \frac{\beta}{\alpha + \beta} \cdot \frac{r}{r-a} \right) \left(\frac{1}{6} \cos \varphi - \frac{1}{2\pi} \right) \right].$$

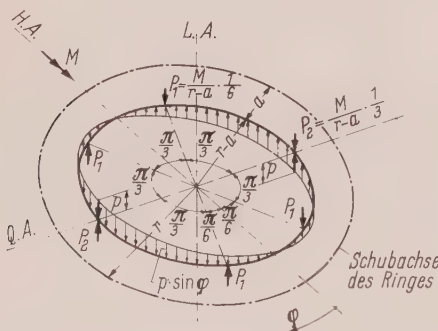


Abb. 11. Belastung aus Windmoment um die Hochachse (Anteil des Reflektors).

Fall 2 a: Belastung aus Moment M_H um die Hochachse nach Abb. 11 (vom Reflektor als Raumfachwerk aufzunehmender Momentenanteil):

$$p_N = p \sin \varphi = \frac{M}{\pi(r-a)^2} \cdot \sin \varphi, \quad P_1 = \frac{M}{r-a} \cdot \frac{1}{6},$$

$$P_2 = \frac{M}{r-a} \cdot \frac{1}{3}, \quad Q_1 = \frac{M}{r-a} \left(\frac{1}{\pi} \cos \varphi - \frac{1}{3} \right),$$

$$Q_2 = \frac{M}{r-a} \left(\frac{1}{\pi} \cos \varphi - \frac{1}{6} \right),$$

$$B_1 = M \left[\left(\frac{1}{4\pi} + \frac{\sqrt{3}}{18} \right) \sin \varphi - \frac{1}{2} \frac{\varphi}{\pi} \cos \varphi \right],$$

$$B_2 = M \left[\left(\frac{1}{4\pi} - \frac{\sqrt{3}}{36} \right) \sin \varphi + \left(\frac{1}{12} - \frac{1}{2} \frac{\varphi}{\pi} \right) \cos \varphi \right],$$

$$T_1 = M \left[\left(-\frac{1}{4\pi} + \frac{\sqrt{3}}{18} \right) \cos \varphi + \frac{1}{2} \frac{\varphi}{\pi} \sin \varphi - \frac{r}{r-a} \cdot \left(\frac{1}{3} - \frac{1}{\pi} \cos \varphi \right) \right],$$

$$T_2 = M \left[-\left(\frac{1}{4\pi} + \frac{\sqrt{3}}{36} \right) \cos \varphi - \left(\frac{1}{12} - \frac{1}{2} \frac{\varphi}{\pi} \right) \sin \varphi - \frac{r}{r-a} \cdot \left(\frac{1}{6} - \frac{1}{\pi} \cos \varphi \right) \right],$$

$$y_1 = M \cdot r^2 (\alpha + \beta) \left[\left\{ \frac{a}{r+a} \left(\frac{1}{4\pi} - \frac{\sqrt{3}}{36} \right) + \frac{\sqrt{3}}{24} + \frac{5}{288} \pi - \frac{1}{8\pi} \cdot \varphi^2 \right\} \sin \varphi - \left\{ \frac{1}{4\pi} + \frac{\sqrt{3}}{36} \right\} \varphi \cos \varphi - \frac{a}{\alpha + \beta} \cdot \frac{a}{r+a} \left\{ \frac{1}{4\pi} - \frac{\sqrt{3}}{36} \right\} \sin \varphi - \frac{\beta}{\alpha + \beta} \cdot \frac{r}{r-a} \cdot \left\{ \frac{\varphi}{3} + \frac{1}{2} \frac{\varphi}{\pi} \cos \varphi - \left(\frac{1}{\pi} \cdot \frac{a}{r+a} + \frac{\sqrt{3}}{12} + \frac{r}{r+a} \cdot \frac{\pi}{9} \right) \cdot \sin \varphi \right\} \right],$$

$$y_2 = M \cdot r^2 (\alpha + \beta) \left[\left\{ \frac{a}{r+a} \left(\frac{1}{4\pi} - \frac{\sqrt{3}}{36} \right) + \frac{\pi}{96} + \frac{\varphi}{24} - \frac{1}{8\pi} \varphi^2 \right\} \cdot \sin \varphi + \left(\frac{1}{24} - \frac{\pi \cdot \sqrt{3}}{144} + \frac{\sqrt{3}}{72} \cdot \varphi - \frac{1}{4} \frac{\varphi}{\pi} \right) \cos \varphi - \frac{a}{\alpha + \beta} \cdot \frac{a}{r+a} \left(\frac{1}{4\pi} - \frac{\sqrt{3}}{36} \right) \sin \varphi - \frac{\beta}{\alpha + \beta} \cdot \frac{r}{r-a} \left\{ \frac{\pi}{36} + \frac{\varphi}{6} - \left(\frac{1}{12} - \frac{1}{2} \frac{\varphi}{\pi} \right) \cos \varphi - \left(\frac{1}{\pi} \cdot \frac{a}{r+a} + \frac{r}{r+a} \cdot \frac{\pi}{9} \right) \cdot \sin \varphi \right\} \right],$$

$$\eta_1 = M \cdot r (\alpha + \beta) \left[\left\{ \frac{r}{r+a} \left(\frac{1}{4\pi} - \frac{\sqrt{3}}{36} \right) + \frac{\sqrt{3}}{24} - \frac{5\pi}{288} + \frac{1}{8\pi} \varphi^2 \right\} \cdot \sin \varphi - \left(\frac{1}{4\pi} - \frac{\sqrt{3}}{36} \right) \varphi \cdot \cos \varphi - \frac{\alpha}{\alpha + \beta} \left[\frac{r}{r+a} \left(\frac{1}{4\pi} - \frac{\sqrt{3}}{36} \right) + \frac{\sqrt{3}}{24} \right] \sin \varphi - \frac{1}{2} \frac{\varphi}{\pi} \cos \varphi + \left[\frac{\sqrt{3}}{12} + \frac{r}{r+a} \left(\frac{\pi}{9} - \frac{1}{\pi} \right) \right] \sin \varphi \right],$$

$$\eta_2 = M \cdot r (\alpha + \beta) \left[\left\{ \frac{r}{r+a} \left(\frac{1}{4\pi} - \frac{\sqrt{3}}{36} \right) - \frac{\pi}{96} - \frac{\varphi}{24} + \frac{1}{8\pi} \cdot \varphi^2 \right\} \cdot \sin \varphi + \left(\frac{1}{24} + \frac{\pi \cdot \sqrt{3}}{144} - \left\{ \frac{\sqrt{3}}{72} + \frac{1}{4\pi} \right\} \varphi \right) \cos \varphi - \frac{\alpha}{\alpha + \beta} \cdot \left\{ \frac{r}{r+a} \left(\frac{1}{4\pi} - \frac{\sqrt{3}}{36} \right) \sin \varphi + \left(\frac{1}{12} - \frac{1}{2} \frac{\varphi}{\pi} \right) \cos \varphi \right\} - \frac{\beta}{\alpha + \beta} \cdot \frac{r}{r-a} \left\{ \left(\frac{1}{12} - \frac{1}{2} \frac{\varphi}{\pi} \right) \cos \varphi - \frac{r}{r+a} \left(\frac{1}{\pi} - \frac{\pi}{9} \right) \sin \varphi \right\} \right].$$

Fall 2 b: Belastung aus Moment M_H um die Hochachse (von der Seilverspannung aufzunehmender Momentenanteil) nach Abb. 12:

$$p_N = p \cdot \sin \varphi = \frac{M}{\pi(r-a)^2} \sin \varphi, \quad P_2 = \frac{M}{2(r-a)},$$

$$Q = \frac{M}{r-a} \left(\frac{1}{\pi} \cos \varphi - \frac{1}{4} \right),$$

$$B = M \left(\frac{1}{4\pi} \cdot \sin \varphi - \frac{1}{2} \frac{\varphi}{\pi} \cos \varphi \right),$$

$$T = M \left[-\frac{1}{4\pi} \cos \varphi + \frac{1}{2} \frac{\varphi}{\pi} \sin \varphi - \frac{r}{r-a} \cdot \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{\pi} \cos \varphi \right) \right],$$

$$= M \cdot r^2 (\alpha + \beta) \left[\left\{ \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{a}{r+a} + \frac{\pi}{32} - \frac{1}{8\pi} \cdot q^2 \right\} \sin \varphi - \frac{1}{4} \cdot \frac{\varphi}{\pi} \cos \varphi - \frac{a}{\alpha + \beta} \cdot \frac{a}{r+a} \cdot \frac{1}{4\pi} \sin \varphi - \frac{\beta}{\alpha + \beta} \cdot \frac{r}{r-a} \cdot \left\{ \frac{\varphi}{4} + \frac{1}{2} \cdot \frac{\varphi}{\pi} \cos \varphi - \left(\frac{1}{\pi} \cdot \frac{a}{r+a} + \frac{r}{r+a} \cdot \frac{\pi}{8} \right) \sin \varphi \right\} \right],$$

$$= M \cdot r (\alpha + \beta) \left[\left(\frac{1}{4\pi} \cdot \frac{r}{r+a} - \frac{\pi}{32} + \frac{1}{8\pi} \cdot q^2 \right) \sin \varphi - \frac{1}{4} \cdot \frac{\varphi}{\pi} \cos \varphi + \frac{a}{\alpha + \beta} \left\{ \frac{1}{2} \cdot \frac{\varphi}{\pi} \cos \varphi - \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{r}{r+a} \sin \varphi \right\} - \frac{\beta}{\alpha + \beta} \cdot \frac{r}{r-a} \left\{ -\frac{1}{2} \cdot \frac{\varphi}{\pi} \cos \varphi + \frac{r}{r+a} \left(\frac{\pi}{8} - \frac{1}{\pi} \right) \sin \varphi \right\} \right].$$

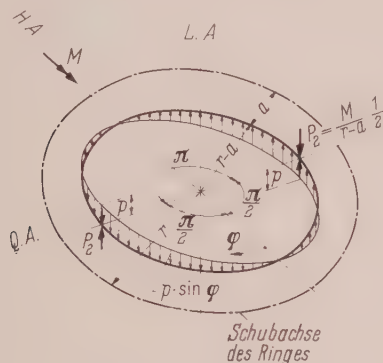


Abb. 12. Belastung aus Windmoment um die Hochachse (Anteil der Seilverspannung).

Belastung in der Ringebene

Für diese Belastung wird mit konstanter Biegesteifigkeit EJ , mit geringer Ringkrümmung und ohne Dehnung der Ringmittellinie gerechnet. Aus dem Gleichgewicht der Kräfte und Momente am Bogenelement nach Abb. 13 folgen mit der Radialbelastung p und dem Schubfluß q die Diffe-

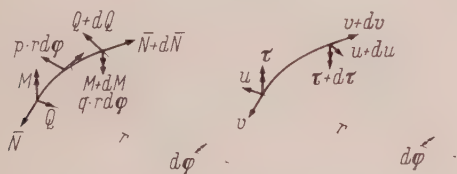


Abb. 13. Bogenelement bei Belastung in der Ringebene.

Differentialgleichungen der Normalkraft $\bar{N}$, der Querkraft Q und des Biegemomentes M :

$$Q \cdot r = \frac{dM}{d\varphi}; \quad Q = -\frac{dN}{d\varphi} - qr; \quad \bar{N} = \frac{dQ}{d\varphi} + pr;$$

$$Q + \frac{d^2Q}{d\varphi^2} = -r \left(q + \frac{dp}{d\varphi} \right).$$

Und aus dem formalen Gleichgewicht der Deformationen am Bogenelement folgen die Differentialgleichungen der Tangente τ , der Radialverschiebung u und der Tangentialverschiebung v :

$$v + \frac{du}{d\varphi} = \tau \cdot r; \quad u - \frac{dv}{d\varphi} = 0;$$

$$u + \frac{du^2}{d\varphi^2} = -\frac{d\tau}{d\varphi} \cdot r = -r^2 \cdot \frac{M}{EJ}.$$

Die Ringbelastung wird in die folgenden Belastungs-
fälle zerlegt. Die statischen Größen und Deformationen
wurden mit den vorstehenden Differentialgleichungen
nicht neu ermittelt zu werden, sondern ergaben sich aus
früheren Arbeiten des Verfassers [1] und [2]. Vor allem
die Arbeit [2] enthält einen Katalog von Grundbelastungs-
fällen, aus dem sich alle Werte für die Belastungsfälle ent-
nehmen oder zusammensetzen ließen. Aus Gründen der
Latzersparnis werden vom ersten Belastungsfall und von

Sonderfällen abgesehen nur das Biegemoment M und die
Tangentialverschiebung v angegeben, da sich aus diesen
Hauptwerten alle anderen statischen Größen und Deforma-
tionen durch Differenzieren leicht ermitteln lassen. Es
wurde bei den Belastungen und den Stützkraften mit freien
Kräften gerechnet, was auf die statischen Größen keinen
Einfluß hat, wohl aber auf die Deformationen. Diese wurden
nach dem Prinzip des kleinsten Zwanges ermittelt
(siehe [1]). Die sich aus einer starren oder elastischen
Stützung des Ringes ergebenden Festpunkte an den Auf-
lagern fordern bei den Verschiebungen u und v gegebenen-
falls noch zusätzliche Anteile aus der Verschiebung des
Ringes als Ganzes in einer oder beiden Achsrichtungen
und eine Drehung des Ringes bei der Ringtangente τ .

Fall 3: Belastung aus Windnormalkraft N nach Abb. 14.
Diese Belastung ergibt geringe Biegemomente nur aus den
Kräften P . Die Normalkraft ist als Differenz der beiden
Belastungen sehr klein, wenn die Neigung der Stützstrebe
mit der Schalenrandtangente nahezu übereinstimmt. Im
Grenzfall, der Ersetzung der Stützstreben durch einen
Stützkegel mit gleicher
Mantelneigung wie die
Schalenendtangente, würden
keine Ringbeanspruchungen,
von Größen 2. Ordnung ab-
gesehen, auftreten.

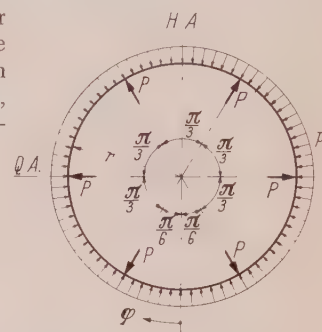


Abb. 14. Belastung aus Windnormalkraft.

$$p = \frac{N \cdot p_a}{2\pi \cdot r^2}$$

$$P = \frac{N}{6} \cdot \lambda = \frac{N}{6} \cdot \frac{r_i}{c},$$

$$M = P r \left(-\frac{3}{\pi} + \cos \varphi \right),$$

$$Q = -P \sin \varphi,$$

$$N = P \left(\frac{p \cdot r}{P} - \cos \varphi \right),$$

$$u = \frac{P \cdot r^3}{EJ} \left[\frac{3}{\pi} - \left(\frac{1}{2} + \frac{\pi \cdot 3}{12} \right) \cos \varphi - \frac{\varphi}{2} \sin \varphi \right],$$

$$v = \frac{P \cdot r^3}{EJ} \left[\frac{3}{\pi} \varphi - \left(1 + \frac{\pi \cdot \sqrt{3}}{12} \right) \sin \varphi + \frac{\varphi}{2} \cos \varphi \right],$$

$$\tau = \frac{P \cdot r^2}{EJ} \left(\frac{3}{\pi} \varphi - \sin \varphi \right).$$

Fall 4 a: Belastung aus dem Moment M_H (Reflektor als
Raumfachwerk) nach Abb. 15:

$$H_1 = H = \frac{M}{c},$$

$$P_1 = \frac{H}{6}, \quad P_2 = \frac{H}{3} \text{ und } S_2 = \pm H,$$

$$M_1 = H \cdot r \left(-\frac{13}{36} \sqrt{3} \sin \varphi \right),$$

$$M_2 = H \cdot r \left(\frac{\sqrt{3}}{18} \sin \varphi - \frac{5}{12} \cos \varphi \right),$$

$$M_3 = H \cdot r \left(\frac{\sqrt{3}}{18} \sin \varphi - \frac{1}{12} \cos \varphi \right),$$

$$M_4 = H \cdot r \left(\frac{5}{36} \sqrt{3} \sin \varphi \right),$$

$$v_1 = -\frac{H \cdot r^3}{EJ} \left[-\frac{1}{2} + \frac{13 \cdot \sqrt{3}}{72} \cdot \varphi \sin \varphi + \left(\frac{13 \cdot \sqrt{3}}{36} - \frac{11}{216} \pi \right) \cos \varphi \right],$$

$$v_2 = -\frac{H \cdot r^3}{EJ} \left[\frac{1}{3} + \left(\frac{5 \pi \cdot \sqrt{3}}{144} - \frac{5}{12} - \frac{\sqrt{3}}{36} \varphi \right) \sin \varphi - \left(\frac{\sqrt{3}}{18} + \frac{37}{432} \pi - \frac{5}{24} \varphi \right) \cos \varphi \right],$$

$$v_3 = -\frac{H \cdot r^3}{EJ} \left[\left(-\frac{1}{12} + \frac{5 \pi \cdot \sqrt{3}}{144} - \frac{\sqrt{3}}{36} \varphi \right) \sin \varphi - \right]$$

$$v_4 = -\frac{H \cdot r^3}{EJ} \left[-\frac{1}{6} - \left(\frac{5\sqrt{3}}{36} - \frac{7\pi}{216} \right) \cos \varphi + \frac{5\sqrt{3}}{72} (\pi - \varphi) \sin \varphi \right].$$

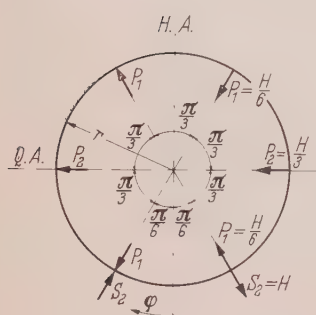


Abb. 15. Belastung aus Windmoment (Anteil des Reflektors).

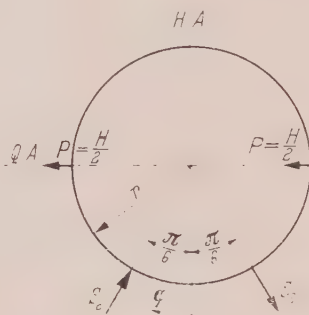


Abb. 16. Belastung aus Windmoment (Anteil der Seilverspannung).

Fall 4 b: Belastung aus dem Moment M_H (Anteil der Seilverspannung) nach Abb. 16:

$$P = \frac{H}{2}, \quad H = \frac{M}{f}, \quad S_2 = \pm H,$$

$$M_1 = H \cdot r \left(-\frac{5\sqrt{3}}{12} \sin \varphi \right),$$

$$M_2 = H \cdot r \left(\frac{\sqrt{3}}{12} \sin \varphi - \frac{1}{2} \cos \varphi \right),$$

$$M_3 = H \cdot r \left(\frac{\sqrt{3}}{12} \sin \varphi \right),$$

$$v_1 = -\frac{H \cdot r^3}{EJ} \left[-\frac{7}{12} + \frac{5\sqrt{3}}{24} \varphi \sin \varphi + \left(\frac{5\sqrt{3}}{12} - \frac{\pi}{18} \right) \cos \varphi \right],$$

$$v_2 = -\frac{H \cdot r^3}{EJ} \left[\frac{5}{12} + \left(\frac{\pi\sqrt{3}}{24} - \frac{1}{2} - \frac{\sqrt{3}}{24} \varphi \right) \sin \varphi - \left(\frac{\sqrt{3}}{12} + \frac{7\pi}{72} - \frac{\varphi}{4} \right) \cos \varphi \right],$$

$$v_3 = -\frac{H \cdot r^3}{EJ} \left[-\frac{1}{12} + \frac{1}{24} (\pi - \varphi) \sin \varphi - \left(\frac{1}{12} - \frac{\pi}{36} \right) \cos \varphi \right].$$

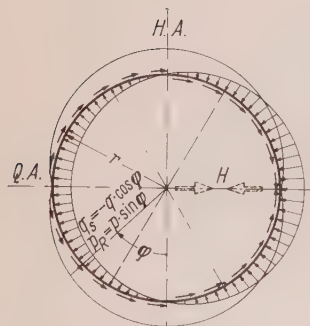
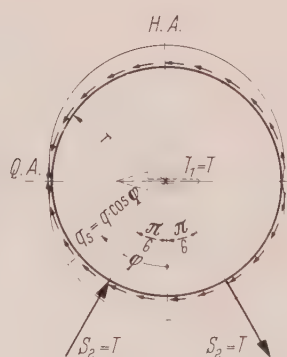
Abb. 17. Belastungsausgleich aus der Momentenbelastung M nach Abb. 17. Die Radialkomponenten p_R und die Schubbelastung q_s dieser Belastung stehen im Gleichgewicht. In diesem Fall tritt nur eine Ringnormalkraft auf, alle anderen Größen sind Null.

Abb. 18. Belastung aus der Windtangentialkraft.

Fall 5 a: Belastungsausgleich aus der Momentenbelastung M nach Abb. 17. Die Radialkomponenten p_R und die Schubbelastung q_s dieser Belastung stehen im Gleichgewicht. In diesem Fall tritt nur eine Ringnormalkraft auf, alle anderen Größen sind Null.

$$p_R = p_N \cdot \frac{p_a}{r} = \frac{M}{\pi (r-a)^2} \cdot \frac{p_a}{r} \sin \varphi,$$

$$q_s = \frac{M}{\pi (r-a)^2} \cdot \frac{p_a}{r} \cos \varphi,$$

$$H = \frac{M}{(r-a)^2} \cdot p_a,$$

$$N = \frac{H}{\pi} \sin \varphi = \frac{M}{(r-a)^2} \cdot \frac{p_a}{\pi} \sin \varphi.$$

Fall 6: Belastung aus der Windtangentialkraft T_1 des Reflektors nach Abb. 18:

$$T_1 = T, \quad q_s = q \cdot \cos \varphi = \frac{T}{\pi r} \cos \varphi, \quad S_2 = \pm T.$$

$$M_1 = T \cdot r \left[-\left(\frac{5\sqrt{3}}{12} + \frac{1}{4\pi} \right) \sin \varphi + \frac{1}{2} \cdot \frac{\varphi}{\pi} \cos \varphi \right],$$

$$M_2 = T \cdot r \left[\left(\frac{\sqrt{3}}{12} - \frac{1}{4\pi} \right) \sin \varphi - \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\varphi}{\pi} \right) \cos \varphi \right],$$

$$N_1 = T \left[\left(\frac{5\sqrt{3}}{12} - \frac{3}{4\pi} \right) \sin \varphi - \frac{1}{2} \cdot \frac{\varphi}{\pi} \cos \varphi \right],$$

$$N_2 = T \left[-\left(\frac{\sqrt{3}}{12} + \frac{3}{4\pi} \right) \sin \varphi + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\varphi}{\pi} \right) \cos \varphi \right],$$

$$v_1 = -\frac{T \cdot r^3}{EJ} \left[-\frac{5}{6} + \left(\frac{5\sqrt{3}}{24} + \frac{1}{2\pi} \right) \varphi \sin \varphi + \left(\frac{11}{16\pi} + \frac{5\sqrt{3}}{12} - \frac{13\pi}{288} - \frac{\varphi^2}{8\pi} \right) \cos \varphi \right],$$

$$v_2 = -\frac{T \cdot r^3}{EJ} \left[\frac{1}{6} + \left(\frac{1}{24} - \frac{1}{2\pi} \right) (\pi - \varphi) \sin \varphi + \left(\frac{11}{16\pi} - \frac{\sqrt{3}}{12} - \frac{25\pi}{288} + \frac{\varphi}{4} - \frac{\varphi^2}{8\pi} \right) \cos \varphi \right].$$

Die Tangentialkraft wird in den Ring nur zu einem Teil als Schubbelastung eingeleitet, zu einem anderen Teil erfolgt die Einleitung durch unmittelbare Windbelastung des Ringes; an den statischen Größen und den Deformationen dieses Falles ändert sich dadurch nichts. Für die Normalkraft gilt die vorstehende Gleichung jedoch nur für den Tangentialkraftanteil T' , der durch Schub eingeleitet wird. Der Anteil, der sich aus dem unmittelbaren Belastungsanteil T'' des Ringes ergibt, folgt nach Fall 5 a zu:

$$\Delta N = \frac{T''}{\pi} \sin \varphi.$$

Fall 7: Belastung aus Vertikallast, Eigengewicht und Eislast des Reflektors nach Abb. 19:

$$V = V_g + V_E, \quad q_s = q \cdot \sin \varphi = \frac{V}{\pi \cdot r} \sin \varphi,$$

$$M_1 = V \cdot r \left(\frac{5}{12} - \frac{\sqrt{3}}{2\pi} - \frac{3}{4\pi} \cos \varphi - \frac{\varphi}{\pi} \sin \varphi \right),$$

$$M_2 = V \cdot r \left[-\frac{1}{12} - \frac{\sqrt{3}}{2\pi} - \frac{3}{4\pi} \cos \varphi + \left(1 - \frac{\varphi}{\pi} \right) \sin \varphi \right],$$

$$v_1 = -\frac{V \cdot r^3}{EJ} \left[\left(\frac{5}{12} - \frac{\sqrt{3}}{2\pi} \right) \varphi + \left(\frac{13\pi}{144} - \frac{5\sqrt{3}}{48} - \frac{7}{4\pi} + \frac{1}{4\pi} \varphi^2 \right) \sin \varphi + \frac{9}{8} \cdot \frac{\varphi}{\pi} \cos \varphi \right],$$

$$v_2 = -\frac{V \cdot r^3}{EJ} \left[\left(\frac{1}{12} + \frac{\sqrt{3}}{2\pi} \right) (\pi - \varphi) + \left(\frac{25\pi}{144} + \frac{\sqrt{3}}{48} - \frac{7}{4\pi} - \frac{1}{2} \varphi + \frac{1}{4\pi} \varphi^2 \right) \sin \varphi - \frac{9}{8} \left(1 - \frac{\varphi}{\pi} \right) \cos \varphi \right].$$

Fall 5 b: Belastung aus Eigengewicht und Eislast des Randringes selbst mit Stützung durch Schubfluß ähnlich Abb. 17:

$$G = G_g \text{ und } G_e, \quad g = \frac{G}{2 \cdot \pi \cdot r},$$

$$q_s = q \cdot \sin \varphi = \frac{G}{\pi \cdot r} \cdot \sin \varphi,$$

$$N = \frac{G}{2\pi} \cdot \cos \varphi.$$

Die anteilige vertikale Ringbelastung an der Belastung des Falles 7 ändert, wie ersichtlich, nur die Normalkraft im Ring um einen geringfügigen Betrag.

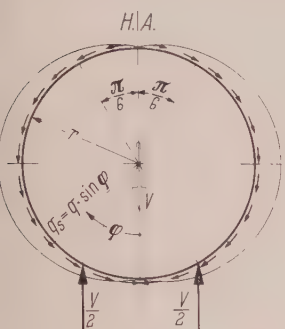


Abb. 19. Belastung aus Eigen-
gewicht und Eis.

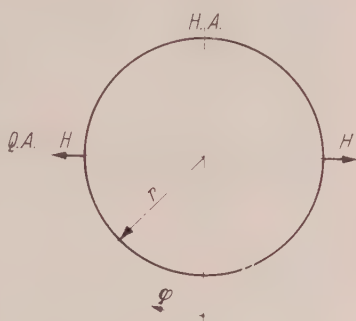


Abb. 20. Horizontalbelastung
aus Seilvorspannung.

Fall 8: Horizontal-Belastung aus der Seilvorspannung nach Abb. 20:

$$H = \kappa \cdot S,$$

$$M = H \cdot r \left(\frac{1}{\pi} - \frac{1}{2} \cos \varphi \right),$$

$$v = - \frac{H \cdot r^3}{EJ} \left[\frac{\varphi}{\pi} - \frac{1}{2} \sin \varphi + \frac{\varphi}{4} \cos \varphi \right].$$

Fall 9: Vertikal-Belastung aus der Seilvorspannung nach Abb. 21:

$$V = \lambda \cdot S,$$

$$M_1 = V \cdot r \left[- \frac{\sqrt{3}}{2\pi} - \frac{1}{12} \left(1 - 6 \frac{e}{r} \right) + \frac{1}{\pi} \left(\frac{3}{4} - 2 \frac{e}{r} \right) \cos \varphi \right],$$

$$M_2 = V \cdot r \left[- \frac{\sqrt{3}}{2\pi} - \frac{1}{12} \left(7 - 6 \frac{e}{r} \right) + \sin \varphi + \frac{1}{\pi} \left(\frac{3}{4} - 2 \frac{e}{r} \right) \cos \varphi \right],$$

$$M_3 = V \cdot r \left[- \frac{\sqrt{3}}{2\pi} + \frac{1}{12} \left(5 - 6 \frac{e}{r} \right) + \frac{1}{\pi} \left(\frac{3}{4} - 2 \frac{e}{r} \right) \cos \varphi \right],$$

$$v_1 = - \frac{V \cdot r^3}{EJ} \left[\left(- \frac{1}{12} \left(1 - 6 \frac{e}{r} \right) - \frac{\sqrt{3}}{2\pi} \right) \varphi + \left(\frac{\pi}{9} - 5 \frac{\sqrt{3}}{48} + \frac{9}{8\pi} - \frac{5}{2\pi} \cdot \frac{e}{r} \right) \sin \varphi - \left(\frac{3}{8} - \frac{e}{r} \right) \frac{\varphi}{\pi} \cos \varphi \right],$$

$$v_2 = - \frac{V \cdot r^3}{EJ} \left[\frac{\pi}{12} + \frac{\sqrt{3}}{2} + \left(- \frac{1}{12} \left(7 - 6 \frac{e}{r} \right) - \frac{\sqrt{3}}{2\pi} \right) \varphi + \left(\frac{7\pi}{36} + \frac{\sqrt{3}}{48} + \frac{9}{8\pi} - \frac{5}{2\pi} \cdot \frac{e}{r} \right) \sin \varphi - \frac{9}{8} \cos \varphi - \frac{\varphi}{2} \sin \varphi - \left(\frac{3}{8} - \frac{e}{r} \right) \cdot \frac{\varphi}{\pi} \cos \varphi \right],$$

$$v_3 = - \frac{V \cdot r^3}{EJ} \left[- \frac{\pi}{12} \left(5 - 6 \frac{e}{r} \right) + \frac{\sqrt{3}}{2} + \left[\frac{1}{12} \left(5 - 6 \frac{e}{r} \right) - \frac{\sqrt{3}}{2\pi} \right] \varphi + \left(- \frac{\pi}{18} + \frac{\sqrt{3}}{48} + \frac{9}{8\pi} - \frac{5}{2\pi} \cdot \frac{e}{r} \right) \sin \varphi + \left(\frac{3}{8} - \frac{e}{r} \right) \left(1 - \frac{\varphi}{\pi} \right) \cos \varphi \right].$$

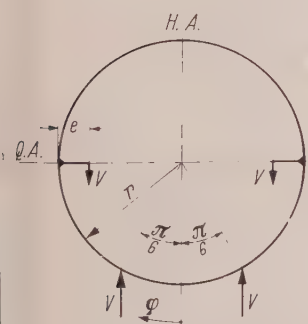


Abb. 21. Vertikalbelastung
aus Seilvorspannung.

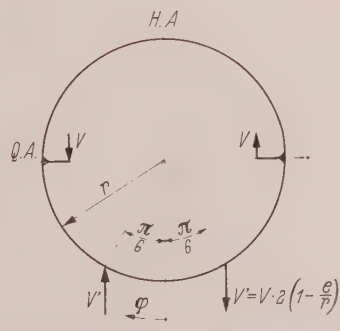


Abb. 22. Belastung aus Seilkraft-
komponenten bei Aufnahme des
Windmomentes.

Fall 10: Belastung aus den Seilkraftkomponenten bei Aufnahme des Windmomentes M nach Abb. 22:

$$V = \omega \cdot \frac{M}{r}, \quad V' = V \cdot 2 \left(1 - \frac{e}{r} \right),$$

$$M_1 = V \cdot r \left(1 - \frac{e}{r} \right) \left[- \left(\frac{7}{6} - \frac{\sqrt{3}}{2\pi} - \frac{1}{2} \cdot \frac{e}{r-e} \right) \sin \varphi \right],$$

$$M_2 = V \cdot r \left(1 - \frac{e}{r} \right) \left[- 1 + \left(\frac{5}{6} + \frac{\sqrt{3}}{2\pi} + \frac{1}{2} \cdot \frac{e}{r-e} \right) \sin \varphi \right],$$

$$M_3 = V \cdot r \left(1 - \frac{e}{r} \right) \left[\left(- \frac{1}{6} + \frac{\sqrt{3}}{2\pi} - \frac{1}{2} \cdot \frac{e}{r-e} \right) \sin \varphi \right],$$

$$v_1 = - \frac{V \cdot r^3}{EJ} \left[+ \frac{2}{9\pi} + \frac{1}{\pi} \cdot \frac{e}{r-e} - \frac{5 \cdot \sqrt{3}}{6} + \left(\frac{7}{12} - \frac{\sqrt{3}}{4\pi} - \frac{1}{4} \cdot \frac{e}{r-e} \right) \varphi \sin \varphi - \left(\frac{3 \cdot \sqrt{3}}{4\pi} - \frac{9}{8} + \frac{1}{4} \cdot \frac{e}{r-e} \right) \cos \varphi \right],$$

$$v_2 = - \frac{V \cdot r^3}{EJ} \left[\frac{1}{\pi} \frac{e}{r-e} + \frac{7\pi}{18} + \frac{\sqrt{3}}{6} - \varphi + \left(\frac{\pi}{6} + \frac{\sqrt{3}}{4} \right) \cdot \sin \varphi - \left(\frac{5}{12} + \frac{\sqrt{3}}{4\pi} + \frac{1}{4} \frac{e}{r-e} \right) \varphi \sin \varphi - \left(\frac{3}{4} \frac{\sqrt{3}}{\pi} + \frac{9}{8} + \frac{1}{4} \cdot \frac{e}{r-e} \right) \cos \varphi \right],$$

$$v_3 = - \frac{V \cdot r^3}{EJ} \left[- \frac{\pi}{9} + \frac{1}{\pi} \frac{e}{r-e} + \frac{\sqrt{3}}{6} + \left(- \frac{1}{12} + \frac{\sqrt{3}}{4\pi} - \frac{1}{4} \cdot \frac{e}{r-e} \right) (\pi - \varphi) \sin \varphi - \left(\frac{3 \cdot \sqrt{3}}{4\pi} - \frac{3}{8} - \frac{1}{4} \cdot \frac{e}{r-e} \right) \cdot \cos \varphi \right].$$

Die Konstruktion des Randringes

Abb. 23 zeigt die Reflektorrückseite mit dem aus 12 Segmenten bestehenden Randring, auf der die Stoßanordnung und die unteren Auflager zu ersehen sind. Das Ringinnere ist an den Stößen durch Mannlöcher zugänglich. Der Ring



Abb. 23. Rückansicht des Reflektors mit Randring und Rohrstreben.

ist als Schweißkonstruktion aus 6 mm starken Blechen in Baustahl St 52 ausgeführt. Die Ringwände sind durch zwei Längsprofile und jedes Ringsegment durch vier Spanten ausgesteift. Für die Montage stöße wurden, um unter Belastung einen geringen Schlupf zu erzielen, Paß-Schrauben verwendet. Auf HV-Schrauben mußte wegen der erforderlichen Verzinkung verzichtet werden.

Reflektorschale

Die Konstruktion der parabolischen Reflektorfläche wurde als Membranschale ausgebildet. Aus Gründen einer wirtschaftlichen Fertigung wurde das Paraboloid durch eine zentrische Kreisscheibe und eine Folge von sieben Kreiskegelschalen approximiert. Daher konnten die dünnen Schalenbleche als ebene Bleche gefertigt werden. Die Bleche werden durch zwölf Radialspanten aus U-Profilen und durch sechs Zwischenringe aus L-Profilen gestützt, auf denen auch die Blechstöße angeordnet sind (Abb. 23). Zwischen den Ringen erhalten die Bleche in radialer Richtung noch Beulaussteifungen aus leichten Winkelprofilen. Für alle Stöße und den Anschluß am Randring werden Paß-Schrauben verwendet. Das Gerippe aus Spanten und Ringen dient beim Zusammenbau gleichzeitig als Lehre.

Die Berechnung

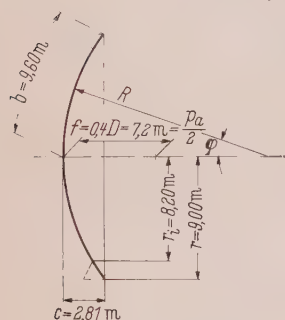


Abb. 24. Schnitt durch das Paraboloid.

Die Abb. 24 zeigt einen Schnitt durch das Paraboloid. Die mittlere Belastung bei Anblasen von vorn folgt zu

$$q_v = \frac{N}{F} = \frac{156}{255} = 0,61 \text{ t/m}^2$$

und bei Anblasen von hinten mit einem $c_n = -1,20$ zu

$$q_h = \frac{-1,20}{1,65} \cdot 0,61 = -0,45 \text{ t/m}^2.$$

Die Membrankräfte der Schale folgen daraus am Rande zu

$$q_v = +0,61 \cdot \frac{17,00}{2} = 5,19 \text{ t/m},$$

$$q_h = -0,45 \cdot \frac{17,00}{2} = -3,83 \text{ t/m},$$

und im Mittel betragen sie

$$q_{vm} = +0,61 \cdot \frac{15,80}{2} = 4,82 \text{ t/m},$$

$$q_{hm} = -0,45 \cdot \frac{15,80}{2} = 3,56 \text{ t/m}.$$

Bei einer Stärke der Schalenbleche von 2 mm folgen die Membranspannungen zu

$$\sigma_z = + \frac{5,19}{0,2 \cdot 100} = +0,260 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_d = - \frac{3,83}{0,2 \cdot 100} = -0,192 \text{ t/cm}^2$$

und im Mittel zu:

$$\sigma_{zm} = +0,241 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_{dm} = -0,178 \text{ t/cm}^2,$$

Aus dem Moment M_H um die Hochachse ergeben sich veränderliche Membrankräfte, die am Schalenrand an der Querachse ihre Höchstwerte erreichen und die sich bei Anblasen von vorn zu

$$q_v = \pm \frac{M_H}{\pi \cdot r_i^2} \cdot \frac{1 + \tan^2 \varphi}{\tan \varphi} = \pm \frac{195}{\pi \cdot 8,2^2} \cdot \frac{\sqrt{1 + 0,625^2}}{0,625} = \pm 1,74 \text{ t/m}$$

ergeben und bei Anblasen von hinten bei einem Moment von $M_H = 95 \text{ tm}$ zu

$$q_h = \mp \frac{95}{195} \cdot 1,74 = \mp 0,85 \text{ t/m},$$

woraus die größten Zusatzspannungen am Rande zu

$$\sigma_v = \pm \frac{1,74}{0,2 \cdot 100} = \pm 0,087 \text{ t/cm}^2,$$

$$\sigma_h = \mp \frac{0,85}{0,2 \cdot 100} = \mp 0,043 \text{ t/cm}^2$$

folgen.

Die errechneten Spannungen sind ohne Berücksichtigung der Spant- und Steifenquerschnitte ermittelt. Die Membranzugspannungen werden daher im Mittel niedriger anzusetzen sein, und die mittleren Druckspannungen erniedrigen sich ebenfalls durch die Aussteifungen, erhöhen sich aber wieder durch die Beulenbildung in den Blechfeldern. Die angegebenen Werte können als eine obere Grenze angesehen werden. Bei der Druckbelastung ist noch die Stabilität der Schale in Teilen oder als Ganzes von Interesse. Bei den Untersuchungen ergaben sich jedoch völlig ausreichende Sicherheiten.

Von größter Bedeutung war die Einhaltung der zulässigen Verformungen der Schalenfläche, die unter ungünstigster Bedingung nur $\pm 2,5 \text{ cm}$ betragen durften. Eine Abschätzung der Verformungsanteile wurde wie folgt vorgenommen:

1. Der Sehnzug der Erzeugenden der Kreiskegelschalen hat von der theoretischen Parabel größte Abweichungen von

$$\delta_1 = \pm 0,55 \text{ cm}.$$

2. Die elastische Verformung aus den Membrankräften erreicht bei starrem Randring — eine Annahme, die wegen der geringen Ringnormalkraft in den maßgebenden Belastungsfälle zulässig ist — im Mittel einen Wert von höchstens

$$\delta_2 = 2 R_m \cdot \frac{\sigma_z(1 - \nu^2)}{E} = \frac{2 \cdot 1580 \cdot 241 \cdot 0,91}{2,1 \cdot 10^6} = +0,32 \text{ cm}$$

und

$$\delta_2' = -0,75 \cdot 0,32 = -0,24 \text{ cm},$$

dazu kommen bei Druckbelastung noch örtliche Beulen in den Schalenblechen, die zu

$$\delta_2'' = -1,00 \text{ cm}$$

geschätzt wurden, so daß sich

$$\delta_2 = -1,24 \text{ cm}$$

ergab.

3. Der Schlupf in den einreihigen Überlappungsstößen der Schalenbleche konnte wegen der Paß-Schrauben für jeden Stoß mit nur $s = 0,1 \text{ mm}$ angesetzt werden. Bei acht Ringstößen für die Schalenhälfte folgt daraus ein Verformungsanteil von

$$\delta_3 = \pm 2 \cdot \frac{R m}{b} \cdot 8 \cdot 0,01 = \pm 2 \cdot \frac{1580}{960} \cdot 0,08 = \pm 0,26 \text{ cm}.$$

Damit betragen die Gesamtformungen aus diesen Anteilen

$$\delta' = \pm \frac{1}{2} [0,55 + 0,32 + 0,26 - (-0,55 - 1,24 - 0,26)] = \pm 1,59 \text{ cm}.$$

Dieser Wert ließ noch Raum für unsymmetrische Deformationen aus der Momentenbelastung und für Bauungenauigkeiten bei der Fertigung und Montage von insgesamt

$$\Delta \delta = \pm (2,5 - 1,59) = \pm 0,91 \text{ cm},$$

was in Anbetracht der geringen Membrankräfte aus der Momentenbelastung und einer Fertigung in sorgfältig ausgeführten Vorrichtungen ausreichend erschien.

Die Verdrehsteifigkeit des Reflektors

Aus dem Moment um die Hochachse M_H erhalten die Stützstreben des Reflektors die folgenden Kräfte:

$$S_o = \frac{M}{6} \cdot \frac{d}{c \cdot r_i}, \quad S_m = \frac{M}{3} \cdot \frac{d}{c \cdot r_i}, \quad S_u = \frac{5}{6} M \cdot \frac{d}{c \cdot r_i}$$

und die Ringbelastung entspricht dem Fall 4a.

Die Längenänderungen der Streben betragen

$$\Delta s_u = \frac{S_u \cdot d}{E F_s} \quad \text{und} \quad \Delta s_m = \frac{S_m \cdot d}{E F_s} = 0,4 \cdot \Delta s_u,$$

und die Radialverschiebungen im Fall 4a folgen zu:

$$u_m = u_{\pi/2} \quad \text{und} \quad u_u = u_{\pi/6}.$$

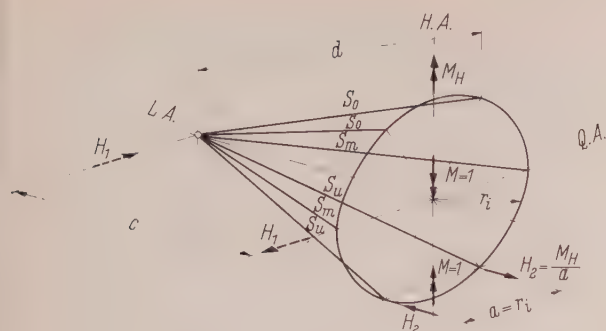


Abb. 25. Reflektorsystem.

Gesucht ist der Verdrehwinkel η zwischen der Auflagerachse und der Querachse. Nach Abb. 25 wird hierfür ein Moment um die Hochachse von $M = 1$ an der Querachse und an der Auflagerachse angebracht. Aus dieser Belastung folgen die Stabkräfte:

$$S'_u = \frac{1}{c} \cdot \frac{d}{r_i} \quad \text{und} \quad S'_m = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{c} \cdot \frac{d}{r_i}$$

und die Ringbelastung in radialer Richtung:

$$R_u = \frac{1}{c} \quad \text{und} \quad R_m = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{c}$$

Damit ergibt sich der Verdrehwinkel zu:

$$\eta = \frac{1}{c} \left(2,4 \cdot \frac{d}{r_i} \Delta s_u + 2 u_u + u_m \right)$$

Reflektor-Antennen

Die Abb. 26 zeigt eine Antenne mit 1,5 m Gerüsthöhe und Abb. 27 eine Station mit vier Antennen von 7,5 m Gerüsthöhe.



Abb. 26. Antenne mit 1,5 m Gerüsthöhe.

Belastungsversuche

Da angenommen werden konnte, daß die der Bemessung zugrunde liegenden Belastungsbedingungen, wie die Höhe der Windgeschwindigkeiten und die maßgebende Temperatur, doch recht selten auftreten, und da im temperaturkorrigierten Staudruck wegen des konstantgehaltenen Luftdrucks noch eine zusätzliche Sicherheit enthalten ist, und ferner der Nachweis der Festigkeit und die Einhaltung der zulässigen Deformationen durch Belastungsversuche zu erbringen waren, konnte mit einer zulässigen Beanspruchung bei der Bemessung der Konstruktion von dem 0,9-fachen der Streckgrenze des Materials gerechnet werden, wenn nicht aus Gründen einer ausreichenden Steifigkeit

und Stabilität eine geringere zulässige Beanspruchung erforderlich wurde. Die im vorhergehenden skizzierten Untersuchungen dienten daher nur zur internen Bemessung der Konstruktion, nicht jedoch dem Auftraggeber gegenüber als ausreichender Nachweis für Festigkeit und auftretende Deformationen. Die Belastungsversuche wurden an den Reflektoren selbst und an einer vollständigen Antenne mit 15,0 m Gerüsthöhe vorgenommen. Um den Versuchsumfang einzuschränken, waren für die verschiedenen Gerüsthöhen nur vergleichende Festigkeitsnachweise der Unterstützungsstruktur zu erbringen.

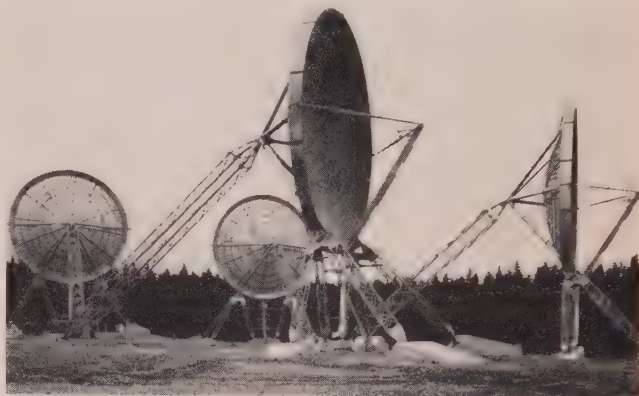


Abb. 27. Station mit vier Antennen von 7,5 m Gerüsthöhe.

Die Versuche wurden durch den Hersteller auf seinem Werksgelände durchgeführt, der sich für die Verformungs- und Spannungsmessungen des Ingenieurbüros Prof. Dr.-Ing. Hans Ebner, Hamburg, bediente, und standen unter Kontrolle des Consulting Engineers des Auftraggebers. Da die Abwicklung des Auftrags unter erheblichem Termindruck stand, mußte gleichzeitig mit der Fertigung der Versuchsstruktur auch die Serienfertigung anlaufen, d.h. es konnte für die Serienausführung nicht auf die Versuchsergebnisse gewartet werden. Um das damit verbundene Risiko einzuschränken, wurden — unabhängig von der internen statischen Berechnung — durch das Institut von Prof. Dr.-Ing. A. Pflüger, Technische Hochschule Hannover, gleichzeitig mit den erwähnten Windkanalversuchen theoretische Untersuchungen über Stabilität und Deformationen der Reflektorschale und der Reflektorsteifigkeit durchgeführt, die zu ähnlichen Ergebnissen wie die skizzierte statische Berechnung führten. Auf Grund langjähriger Erfahrungen bei dem Entwurf und der Bemessung von Flugzeugzellen wurde die Überzeugung gewonnen, daß aerodynamisch angefachte Schwingungen an dieser Antennenkonstruktion bis weit über die Betriebsgeschwindigkeit hinaus nicht auftreten können. Trotzdem wurden am vorgenannten Institut auch Untersuchungen und Windkanalversuche durchgeführt, die die Richtigkeit dieser Annahme bestätigten.

Belastungen des Reflektors

Um möglichst genau die Belastungen des Reflektors zu simulieren, wurden zwei Belastungsfälle untersucht:

1. Anblasen von schräg von vorn

Der Reflektor wurde in der in Abb. 28 und 29 gezeigten Lage aufgestellt, d.h. er wurde am Hauptknoten

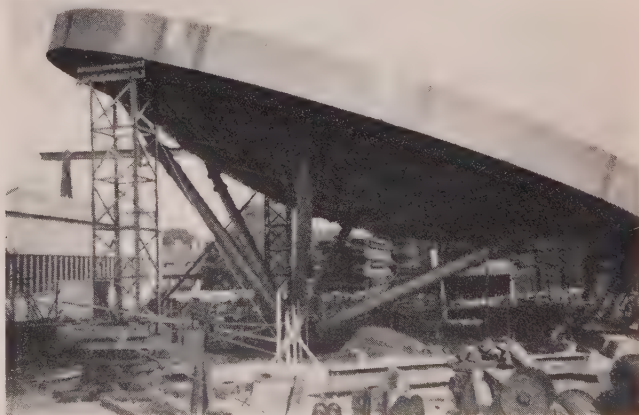


Abb. 28. Belastung des Reflektors aus Anblasen schräg von vorn (Reflektoraufbau).



Abb. 29. Belastung des Reflektors aus Anblasen schräg von vorn (Unterstützung der unteren Auflager).

und den beiden unteren Auflagern unterstützt; dabei wurde der Reflektor so geneigt, daß die resultierende Belastung lotrecht wirkte. Die Resultierende ergab sich aus der Windnormalkraft N und der Eigengewichts- und Eisbelastung V . Die Belastung bestand, vom Eigengewicht der Konstruktion abgesehen, aus einer über der Reflektorfläche verteilten Anzahl Säcke, die mit Feinerz gefüllt waren. Die Verteilung erfolgte so, daß gleichzeitig ein Moment mit horizontalem Vektor auftrat, d. h. um das Moment um die Hochachse zu erzielen, mußte gleichzeitig ein bei den wirklichen Belastungsverhältnissen nicht auftretendes Moment um die Längsachse in Kauf genommen werden. Dieser Belastungsfall ergab die größte Ringbeanspruchung auf Druck und Biegung und für die Schale die größte Membranzugspannung.

2. Anblasen von schräg von hinten

Der Reflektor wurde hierbei durch die beiden unteren Auflager und statt der Rohrstreben an ihren Anschlußpunkten durch sechs Stützen, die normal zur Ringebene angeordnet waren, gestützt. Bei dieser Belastung kam es vor allem auf das Verhalten der druckbelasteten Schale an. Sie ist für den Ring nicht maßgebend. Die Abweichungen bei den Unterstützungen, die in einer dem ersten Belastungsfall entsprechenden Form nicht ohne weiteres nachzuahmen waren, sind hierbei auf das Verhalten der Schale ohne Einfluß. Auch hier gilt über die Anordnung und über die Aufbringung der Belastung das zum ersten Belastungsfall Gesagte (Abb. 30 und 31).



Abb. 30. Belastung des Reflektors aus Anblasen schräg von hinten (belastete Schale).

Abb. 31 zeigt auch die Anordnung der Meßuhren beim zweiten Belastungsfall, mit denen durch eine Drahtübertragung und eine Hebelübersetzung die Schalendeformationen gemessen wurden.

Die Formänderungs- und Spannungsmessungen bestätigten die für die Bemessung gemachten Annahmen.

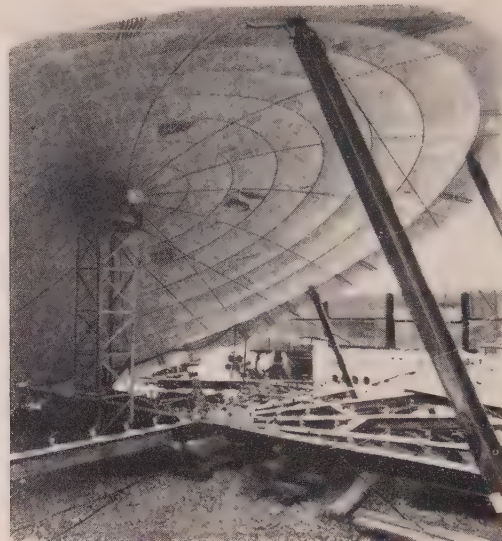


Abb. 31. Belastung des Reflektors aus Anblasen schräg von hinten (Anordnung der Meßuhren).

Belastung der Reflektorantenne

Für die Belastung der gesamten Reflektorantenne ist der Fall „Anblasen schräg von vorn“ maßgebend, da hierbei der größte Verdrehwinkel, d. h. die größte Abweichung des Antennenstrahls von der vorgegebenen Richtung auftritt. Die Belastung wurde durch Seilzüge mittels elektrischer Winden aufgebracht, um so die Wind- und Eisbelastung zu simulieren. Außer Messungen des Verdrehwinkels wurden Spannungsmessungen bei einer Anzahl Stäbe der



Abb. 32. Belastung der Gesamtantenne mit 15 m Gerüsthöhe bei Anblasen schräg von vorn.

Stützkonstruktion durchgeführt. Der Versuch beschränkte sich auf die Antennen mit dem 15,0 m Stützgerüst. Die für den Versuch vorbereitete Antenne ist auf der Abb. 32 zu ersehen. Die Messungen des Verdrehwinkels und der Spannungen bestätigten die Richtigkeit der getroffenen Annahmen.

Montage

Ein wesentlicher Gesichtspunkt, beim Entwurf dieser Antennenbauweise war die Forderung des Auftraggebers, ohne Verwendung der üblichen schweren Geräte die Mon-



Abb. 33. Antennenmontage (Ziehen des Reflektors).

ge durchzuführen. In
en Abb. 33 und 34 sind
wei Phasen des Mon-
tegevorganges gezeigt:
das Ziehen des komplet-
ten Reflektors mittels der
eigenen Streben der An-
tenne und das Schwen-
ken des Reflektors um
die untere Auflagerachse
nach dem Absetzen auf
den beiden vorderen Drei-
böcken. Das wesentliche
Montagegerät besteht aus
einem leichten Hilfsmast
für die Errichtung der
Einzelstreben und eine
Anzahl Seilwinden.



Abb. 34. Antennenmontage (Schwenken des Reflektors).

Die Reflektorlängsachse ist meistens nicht genau hori-
zontal, sondern je nach den Geländeverhältnissen mit einer
geringen positiven oder negativen Neigung auszurichten.
Dies läßt sich wegen der Schwenkbarkeit des Reflektors
durch geringes Höher- oder Tiefersetzen der Rückstrebe
auf ihrem Fundament ohne weiteres durchführen. Der An-
schluß der beiden Vorderstreben am Randring erfolgt dabei
mittels entsprechender Paß-Stücke.

Ausblick auf die weitere Entwicklung

Diese neue Antennenbauweise wurde insbesondere für
kleinere und mittlere Gerüsthöhen weiterentwickelt. Abb. 35
zeigt die Variante I, bei der die Unterstütkonstruktion
in der Ringebene abgändert ist. Die Vertikalbelastung V
und das Moment aus der Tangentialbelastung T werden
hierbei durch die beiden Vertikalstreben aufgenommen, die
an der Querachse tangential in die Ringachse einmünden.
Die Querkraft T wird dabei unten am Ring durch eine Lage-
rung aufgenommen, die vertikal frei verschieblich ist und
die aus einem am Ring befestigten Kragbock oder aus zwei
Schrägstäben in der Ringebene besteht. Auch diese Variante
läßt sich, wie die Abbildung zeigt, in ähnlicher Weise mit
der eigenen Rückstrebe als Hebebaum montieren.

Abb. 36 zeigt die Variante II, die in der Ringebene,
wie im vorstehenden skizziert, unterstützt ist, bei der aber
die beiden Vorderstreben des (Haupt-) Dreibockes nicht
mehr in Richtung der beiden unteren Reflektorstreben ver-
laufen, sondern es sind vom Reflektor unabhängige Vor-

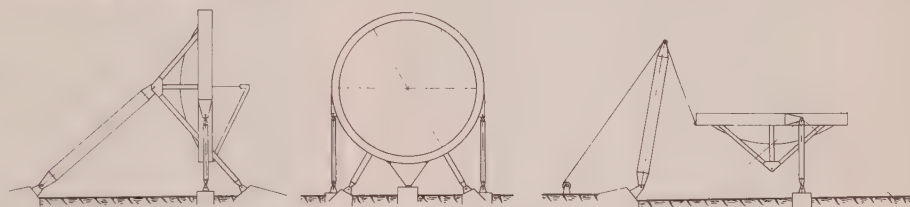


Abb. 35. Dreibock-Membranschalen-Antenne, Variante I.

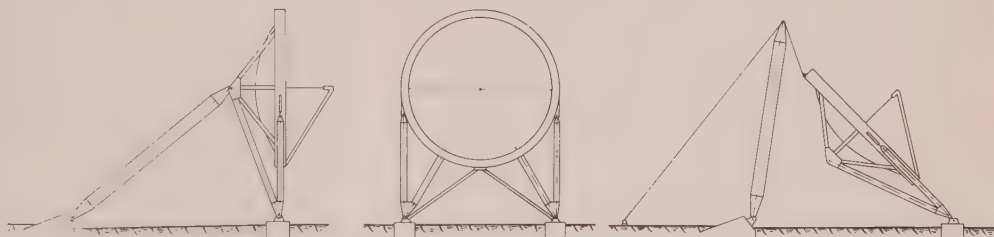


Abb. 36. Dreibock-Membranschalen-Antenne, Variante II.

derstreben vorhanden, die mit den Streben in der Ring-
ebene zusammen auf zwei Fundamente gelagert sind. Da-
bei können diese Lager wieder um eine gemeinsame Achse
erschwenkbar gemacht werden, was die Montage erheblich
erleichtert, die, wie die Abbildung zeigt, die Aufrichtung
der gesamten Antennenkonstruktion ohne die Rückstrebe
eben durch diese Rückstrebe als Hebebaum erlaubt; auch
ist die Justierung der Reflektorlängsachse noch einfacher
möglich, da jetzt nur noch die Rückstrebe entsprechend hö-
her oder tiefer aufzulagern ist, was gegebenenfalls durch
eine verstellbare Konstruktion auch noch während des Be-
triebes ermöglicht werden kann. Ein wesentlicher Vorteil
dieser Variante, insbesondere bei schlechtem Baugrund ist,
daß sie nur drei Fundamente benötigt. Beide Varianten
ergeben geringere Beanspruchungen des Randringes und
einen geringeren Verdrehwinkel bei der Momenten-
belastung M_H .

Eingehende Kostenrechnungen haben gezeigt, daß das
Dreibock-Membranschalen-Antennen-System hinsichtlich
der Gesamtkosten, die sich aus den Kosten der Lieferung,
des Versandes und der Montage zusammensetzen, allen
konventionellen Antennensystemen überlegen ist. Die
Überlegenheit erhöht sich noch, wenn die Fundamentkosten
einbezogen werden. Man hat jedoch bei der Beschaffung
von Billboard-Antennen nur die Lieferkosten ab Werk ver-

glichen; anscheinend war in den betreffenden Fällen der Gesichtspunkt maßgebend, den Transport und die Montage und zum Teil auch die Fundierung durch vorhandenes militärisches Personal durchführen zu lassen, für das keine Kosten in eine Vergleichsrechnung eingesetzt werden können, weil diese sowieso anfallen.

Da das Billboard-Antennensystem insbesondere bei niedrigen Gerüsthöhen unter den angegebenen oder ähnlichen Umständen auch weiterhin wettbewerbsfähig erscheint, wurde versucht, diese Bauweise zu verbessern. Abb. 37 zeigt eine Billboard-Antenne, bei der die Reflektorfläche,

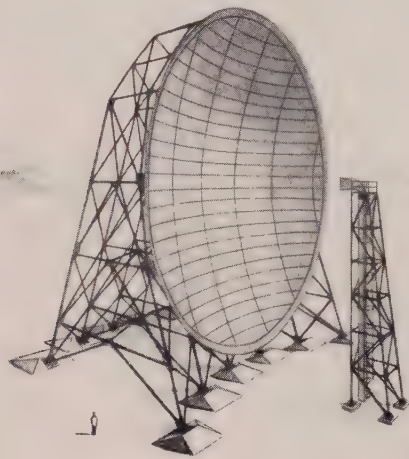


Abb. 37. Membranschalen-Billboard-Antenne. Zentrischer Typ.

statt aus einer die Belastung durch Biegung aufzunehmenden orthotropen Platte, aus einer Membranschale besteht, deren Randring wegen der häufigen Stützung durch das Gerüst in einfacher Form auszuführen ist und deren geringeres Gesamtgewicht bei gleichen Belastungs- und Formänderungsanforderungen Kostenersparnisse ergeben müßte.

Antennen mit symmetrischen Paraboloiden haben insbesondere bei großen Abmessungen einige funktentechnische Nachteile: die Unterstützungskonstruktion des Horns mit den Zuleitungen ergibt eine Schattenwirkung im Antennenstrahl und die Rückkopplung der im Paraboloidscheitel abgestrahlten Sendeenergie auf die aus der Hornöffnung austretende Energie. Beide Nachteile hat man im Mikro-

wellenbereich durch Reflektoren umgangen, die nur aus einem Parabolidausschnitt bestehen. Auch für die Antennen im UHF-Bereich hat man diese Verbesserungen vorgeschlagen. Abb. 38 zeigt eine Billboard-Antenne mit einem exzentrischen, in der Projektion kreisförmigen Parabolidausschnitt als Reflektorfläche, bei der die Paraboloidachse am unteren Rande oder in seiner Nähe angeordnet ist. Auch hierbei soll die Reflektorfläche als Membranschale mit Randring ausgebildet werden. Der Randring kann auch bei einer exzentrischen Schale eben ausgeführt werden, nur er dann leicht elliptisch verzerrt.

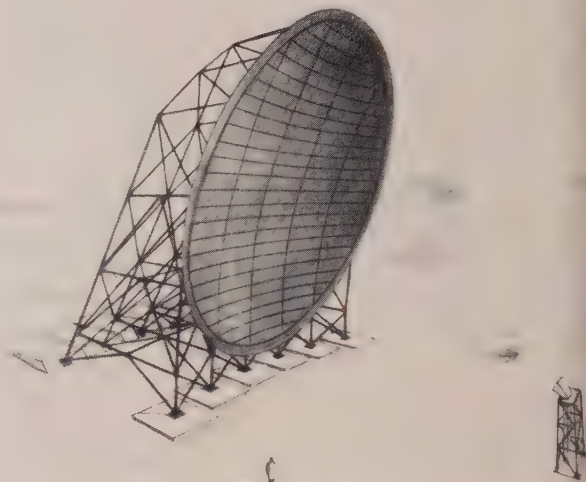


Abb. 38. Membranschalen-Billboard-Antenne. Exzentrischer Typ.

Für die hier beschriebenen Dreibock-Membranschalen-Antennen einschließlich konstruktiver Details und Montagemethoden sowie für Details der verbesserten Billboard-Antennen sind im In- und Ausland Schutzrechte beantragt worden. Der Entwurf, die Lieferung und die Montage der Reflektorantennen in neuer Bauweise erfolgte durch die Firma Fried. Krupp, Maschinen- und Stahlbau, Rheinhäusen, die sich bei der Montage teilweise regionalen Spezialfirmen bediente.

Literatur

1. P. Enneper: Die Deformationen des Kreisringes, Halle 1940.
2. P. Enneper: Schalenspannte, Teil I: Kreisspannte. Unveröffentlichter Bericht, S.F.W. Halle 1939.

Ein graphischer Bewertungsmaßstab zur Bestimmung des baulichen Brandschutzes

Von Dr.-Ing. W. Bongard, Köln

DK 699.81 : 614.84 : 351.785.077

Vorbemerkungen

Die neue Musterbauordnung, die derzeit von den Ländern zur Einführung vorbereitet wird, legt für Wohnbauten die Anforderungen an den baulichen Brandschutz fest, läßt jedoch für sogenannte bauliche Anlagen besonderer Art oder Nutzung eine abweichende Regelung auf Grund von Rechtsverordnungen oder verbindlichen DIN-Normen zu. Das Gespräch mit den maßgebenden Stellen über eine Klassifizierung hat begonnen, so daß die Beendigung der auf diesem Gebiet herrschenden Unsicherheit bald zu erhoffen ist.

Zur sachlichen Beurteilung des baulichen Brandschutzes von Gebäuden und Bauteilen sind verschiedene Verfahren bekannt geworden, die in der Hauptsache auf dem Punktsystem von Geilinger [1] aufbauen [2, 3, 5, 6, 7]. Dabei werden den Einzeleinflüssen, die den Brandablauf bestimmen, Punktzahlen zugemessen, deren Summe den Beurteilungsmaßstab angibt. Einer solchen additiven Me-

thode haften erfahrungsgemäß manche Nachteile an, die nicht übersehen werden sollten, wenn man demnach Richtlinien zur Einführung empfehlen möchte.

Geeigneter erscheint ein graphisch-numerisches Verfahren, mit dem der Versuch gemacht wird, unter Wahrnehmung der bisher erarbeiteten Gesichtspunkte jene Nachteile und Widersprüche zu vermeiden, die das Verständnis der Bewertung so sehr erschweren können. Graphisch dargestellte Zusammenhänge sind oft leichter zugänglich und besser übersehen als Tabellen und Ermittlungsblätter. Es gelang ohne besondere Schwierigkeiten, von der einfachen Addition und Subtraktion von Einflußzahlen abzugehen und dort wo es sinnvoll erscheint, die Brandbekämpfung mit der Brandlast veränderlich einzusetzen.

Brandbelastung und Branddauer

Beim praktischen Vorgehen besteht wie bei allen anderen Verfahren die Aufgabe zunächst darin, die Brandbelastung zu ermitteln. Es sei gestattet, einige grundlegende Überlegungen und Begriffe voranzustellen.



*leichter
schneller
rationeller*

arbeiten Sie

*mit den
bewährt
präzisen*

**ROTRING[®]
Zeichen-
geräten**



Bitte fordern Sie unseren Prospekt 701-11 an

RIEPE-WERK · HAMBURG - ALTONA

Verkauf durch den Fachhandel

Fahrzeutelange Erfahrungen

unserer Mitarbeiter und leben-
diger Kontakt mit versierten
Fachleuten auf dem Gebiet des
technischen und graphischen
Zeichnens ließen die Konstruktion
unserer Fabrikate zur jetzigen
Qualitätsstufe reifen.

Heute bewähren sich ROTRING-
Zeichengeräte millionenfach in
den Zeichen- und Konstruktions-
büros von mehr als 70 Ländern
und werden überall als modern,
zeitsparend und zuverlässig an-
erkannt.

Fortschrittliche Zeichner kennen
die Vorzüge der ROTRING-
Zeichengeräte und haben des-
halb diese praktischen Helfer in
ihre Dienste gestellt. Tun Sie es
auch!

Fragen Sie Ihren Fachhändler.

RAPIDOGRAPH[®]

MIT KOLBENMECHANIK
in 7 Liniendicken von 0,2-1,2 mm DIN 15

AUSWECHSELBARE SYSTEME

zum Zeichnen[®]

VARIANT[®]

in 7 Liniendicken von 0,2-1,2 mm DIN 15

zum Schablonenschreiben

VARIOSCRIPT[®]

für 8 Schrifthöhen von 2-10 mm DIN 1451

Entscheidende Vorteile:

- Leichtes Füllen
- Sofortige Einsatzbereitschaft
- Kontinuierliches Arbeiten
- Sparsamster Tuscheverbrauch
- Saubere Ausführung von Linien,
Kurven und Kreisen
- Gleichmäßige Liniendicken
- Einwandfreie Lichtpausen
- Zeitersparnis bis zu 50%

Hauptprobleme der Bodenmechanik

Von Dr. techn. J. BRINCH HANSEN,
Professor für Grundbau an der Technischen
Hochschule Dänemarks,

und Dr. techn. H. LUNDGREN,
Professor für Wasserbau an der Technischen
Hochschule Dänemarks

Mit 150 Abbildungen. XII, 282 Seiten Gr.-8°. 1960.
Ganzleinen DM 36,—

INHALTSÜBERSICHT

Bezeichnungen · Grundbegriffe: Klassifikationseigenschaften. Hydrostatik und Hydraulik. Formänderungen. Schubfestigkeit · Bodenuntersuchungen: Felduntersuchungen. Laboratoriumsversuche · Strömungsprobleme: Strömungsnetze. Strömungsdruck. Grundwasserabsenkung. Verdichtungstheorie · Formänderungsprobleme: Druckverteilung. Setzungsrechnung. Biegsame Fundamente · Bruchprobleme: Allgemeine Bruchtheorie. Erddruck. Tragfähigkeit von Flachgründungen. Tragfähigkeit von Pfählen. Standsicherheit · Literatur- und Sachverzeichnis.

ZUR INFORMATION

Die neuzeitliche Bodenmechanik hat sich bekanntlich in den angelsächsischen und skandinavischen Ländern besonders lebhaft entwickelt. Vor kurzem erschien in Kopenhagen die erste Gesamtdarstellung der modernen Bodenmechanik. Dieses Buch, geschrieben von dem jetzigen und dem früheren Direktor des Dänischen Geotechnischen Instituts, liegt hiermit auch in deutscher Sprache vor und gibt die willkommene Möglichkeit, sich über die neuesten ausländischen Methoden zu orientieren.

Es handelt sich nicht allein um die Untersuchungsmethoden auf der Baustelle und im Laboratorium, sondern vor allem um die Berechnungsverfahren zur Lösung der Strömungs-, Formänderungs- und Bruchprobleme, wobei gebrauchsfertige Formeln und Diagramme angegeben sind.

Besonders die Bruchprobleme sind nach ganz neuen, speziellen Methoden behandelt, indem die rationelle Plastizitätstheorie zugrunde gelegt ist. So ist z. B. für Erddruck eine Theorie entwickelt, die als eine Weiterführung und Vervollständigung der Arbeiten von Ohde und Rendulic anzusehen ist. Auch die Tragfähigkeitsprobleme sind nach ähnlichen Methoden behandelt.

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Umschau

Vortragstagung

Brucherscheinungen und deren Prüfung bei Werkstoffen
am 16. und 17. März 1961 in Würzburg

Vortragsfolge

16. 3. Vormittag (Hauptvorträge: 45 Minuten)

1. Problemstellungen und neuere Ergebnisse der Bruchtheorie: *Prof. Dr.-Ing. H. Rump, Karlsruhe.*
2. Neuere Vorstellungen über die Auslösung und Ausbreitung des Bruches: *Prof. Dr. A. Kochendörfer, Düsseldorf.*
3. Vorgänge bei der Ausbreitung von Brüchen in spröden Werkstoffen: *Prof. Dr.-Ing. H. Schardin, Freiburg.*

16. 3. Nachmittag (Kurzvorträge: 25 Minuten)

4. Die Fraktographie: *Dr. phil. O. Werner, Berlin.*
5. Anwendung der Mikrofraktographie im Zusammenhang mit dem Kerbschlagbiegeversuch an Stählen: *Dr. W. Dienst, Berlin.*
6. Untersuchung von Bruchvorgängen mit Hilfe von Ultraschall: *Dr. F. Kerkhof, Freiburg.*
7. Untersuchungen über das Bruchverhalten von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung: *Dr.-Ing. H. Weigler, Darmstadt.*
8. Die Bruchausbildung bei Rohren unter besonderer Berücksichtigung der mehrachsigen und ungleichförmigen Spannungsverteilung: *Dr.-Ing. D. Uebing, Stuttgart.*

17. 3. Vormittag (Hauptvorträge: 45 Minuten)

9. Progress in the Development of Crack Toughness Fracture Test: *Dr. G. R. Irwin und J. E. Srawley, Washington.*
10. Gefügeänderungen und Vorgänge beim Dauerbruch dauerschwingbeanspruchter Werkstoffe: *Dr.-Ing. H. Hempel, Düsseldorf.*
11. Zur Bruchausbildung in Schwingversuchen mit veränderlicher Spannungsamplitude: *Dr.-Ing. E. Gassner, Darmstadt.*

17. 3. Nachmittag (Kurzvorträge: 25 Minuten)

12. Bruch und Zwillingsbildung in Stahl: *Dr. C. A. Verbaak, Delft.*
13. Ungewöhnliche Brucherscheinungen bei Dauerschwingversuchen an einer Bronzelegierung: *Dr.-Ing. H. Sigwart, Stuttgart.*
14. Brüche in Schienen und ihre Ursachen: *Prof. Dr. phil. E. Martin, Berlin.*
15. Bruchausbildung bei Biegeversuchen an Werkzeugstählen: *Dr.-Ing. habil. A. Krisch, Düsseldorf.*
16. Über eine Anwendungsmöglichkeit der Korrelationsrechnung in der Materialprüfung: *Dr.-Ing. W. Gerisch, Berlin.*

Nähere Einzelheiten zu erfragen beim Deutschen Verband für Materialprüfung, Dortmund-Aplerbeck, Marsbruchstr. 186, Tel.: 55 29 13.

Lehrgang für Stahlrohrgerüstbau

Am 1. und 2. März veranstaltet die Mannesmann Leichtbau GmbH München, zusammen mit der Bau-Berufsgenossenschaft in Frankfurt/Main einen Lehrgang über Konstruktion und Praxis im Stahlrohrgerüstbau unter besonderer Berücksichtigung der Sicherheit und Wirtschaftlichkeit. — Ein weiterer Lehrgang ist im Laufe des März in Düsseldorf vorgesehen.

Interessenten erhalten das Programm von der Mannesmann Leichtbau GmbH., München 15, Bayernstraße 45.

Kalksandstein-Kongreß in Berlin

Die deutsche Kalksandsteinindustrie veranstaltet ihren diesjährigen Kongreß am 16. und 17. März in Berlin. An beiden Tagen sieht das Programm Vorträge (am 2. Tag auch einige Führungen) über bauphysikalische, baustatische und architektonische Fragen in Verbindung mit dem Kalksandstein vor.

Interessenten werden gebeten, Einladungen und Programme anzufordern vom Hauptverband Kalksandsteinindustrie E. V., Hannover, Lange Laube 7 A.

Internationale Bauausstellung PRAE-BAU

„Wie bauen und wohnen wir morgen“ in Dortmund

Diese, unter der Schirmherrschaft des Ministers für Wiederaufbau des Landes Nordrhein-Westfalen, von der Stadt Dortmund veranstaltete Bauausstellung findet vom 15. Juni bis 30. September 1961 im Ausstellungsgelände des Westfalenparks mit einer Gesamtfläche von 60 000 m² statt. Neben Modellschauen über Städtebau- und Ortsgestaltung, interessante neue Bauwerke, u. a. wird diese Ausstellung besonders die Fertigbau-Technik, Baurationalisierung und den Morätagebau mit industriell vorgefertigten Bauteilen umfassen.

Baukosten sparen — Raum gewinnen

Eine kleine mehrfarbige Broschüre, herausgegeben von der Glasfaser-Gesellschaft m. b. H., Düsseldorf, Postfach 3525, beschäftigt sich im Rahmen eines Zwiegesprächs zwischen Bauherrn und Beratern mit diesen Fragen. Die Broschüre kann kostenlos von der Glasfaser-Gesellschaft bezogen werden.

(Fortsetzung auf Anz.-S. 1)

Man versteht bekanntlich unter der Brandbelastung eines Brandabschnittes die Summe der Wärmemenge alles brennbaren Gutes, dividiert durch die Geschoßfläche des Brandabschnittes. An Stelle der bezogenen Wärmemenge in kcal/m² wird gewöhnlich die Holzmenge in kg/m², die die gleiche Wärmemenge erzeugt, als „Holzgleichwert“ verwendet. In [7] sind Richtwerte für die Brandbelastung angegeben. Die genauere Berechnung kann in übersichtlicher Weise mit Hilfe des ebenfalls in der Arbeit [7] wie auch in [5] gezeigten Schemas durchgeführt werden.

Wenn auch mit der dem Brandgut innewohnenden Wärmeenergie eine physikalisch genau definierte Größe eingeführt ist, ist das Verhalten der Stoffe im Brand doch sehr unterschiedlich. Der Grad der Verbrennung hängt von einer ausreichenden Luftzufuhr ab. Rosin und Fehling fanden 1929 einen engen Zusammenhang zwischen Luftbedarf und Heizwert von Brennstoffen¹. Danach fallen praktisch alle brennbaren, flüssigen und festen Stoffe in ein Gebiet, wo zur vollkommenen Verbrennung 1000 kcal latenter Wärmemenge etwa 0,8—1,0 m³ Luft benötigt werden. Luftbedarf und Brandbelastung sind also in gewissen Grenzen einander proportional.

Von entscheidender Bedeutung für unsere Betrachtung ist jedoch die Frage, in welcher Zeit die erforderliche Luftmenge zum Brandherd herankommt. Es ist keineswegs klar, ob bei sonst gleichen baulichen Verhältnissen die doppelte Brandbelastung auch die doppelte Luftmenge anzieht; man darf vielmehr vermuten, daß in der Zeiteinheit je m² Grundfläche eine etwa konstante Wärmemenge frei wird und sich bei Verdoppelung der Brandbelastung ungefähr die doppelte Branddauer ergeben wird. Dies bestätigt auch der Brandversuch an Gebäuden, also unter natürlichen Verhältnissen.

Die amerikanische Klassifizierung von Bauten und Bauteilen nach der Feuergefahr beruht auf der Zuordnung von Brandbelastung und Branddauer nach der vorgeschriebenen Einheits-Temperaturkurve (siehe Tafel 2 und Abb. 19 in [2], auch [1]). Systematische Vergleiche zwischen Gebäude- und Ofenversuchen waren vorausgegangen, um die Reproduzierbarkeit des Normenbrandes unter Beweis zu stellen, für den man aus Sicherheitsgründen Bedingungen wählte, wie sie im Schadensfeuer nur selten vorkommen dürften. Ob mit Holz, Gas oder Öl gefeuert wird, in jedem Fall wird für eine reichlich dosierte Luftzufuhr gesorgt; sonst wäre die vorgeschriebene Temperaturkurve kaum zu halten. Außerdem werden die Brennstoffe so geschichtet bzw. so zugeführt, daß Wandlung und Mischung mit dem Luft-Sauerstoff leicht vor sich gehen.

Wie weit weicht die Wirklichkeit von einer solchen für eine Normung zweckmäßigen Idealisierung ab und wie soll man das unterschiedliche Verhalten der Stoffe im Brand bei einer Beurteilung berücksichtigen, ohne das Gebot der Sicherheit zu verletzen?

Der Vorschlag des Arbeitskreises Brandschutz [7] empfiehlt die Einschaltung eines Korrekturfaktors m , für den bereits Richtwerte genannt sind. Es wird unterstellt, daß z. B. Holzstühle und Papier in lockerer Lagerung wesentlich schneller ($m = 1,7$) abbrennen als bei großer Dichte und daher kleiner Oberfläche ($m = 0,6$). Zweifellos wird auch jeder bestätigen, daß Kohle trotz großen Heizwertes nur eine sehr geringe Brandgeschwindigkeit hat, dafür wird der Brand über eine längere Zeit erhalten als bei normal gelagertem Gut. Insgesamt wird an der freiwerdenden Wärmemenge nichts geändert, nur der Temperaturverlauf wird mehr oder weniger beeinflusst. Allerdings bleibt zu prüfen, ob der Normenbrand nicht bereits aus den oben dargelegten Gründen einen besonders intensiven Luftzutritt abdeckt, wenn man von einigen Ausnahmen, wie Nitrocellulose und brennbaren Gasen, absieht, für die erhöhte Sicherheiten am Platze sind. Von den derzeit laufenden Forschungen darf man sich eine schlüssige Antwort auf diese Fragen erhoffen.

Aber ganz unabhängig davon wird die Brandbelastung das zentrale Kriterium für die Beurteilung der Brandgefährdung angesehen. Die Erfassung alles brennbaren Gutes hat deshalb besonders sorgfältig zu geschehen. Ein teilweiser oder vollständiger Abzug bestimmter Mengen kann dort zugestanden werden, wo Räume durch selbsttätige Feuerlöschanlagen (z. B. Sprinkler) geschützt sind.

Mit den Definitionen nach [7] sind:

- b die berechnete Brandbelastung in kg/m²,
- m der Korrekturfaktor der Abbrandgeschwindigkeit,
- m_m der mittlere Korrekturfaktor,

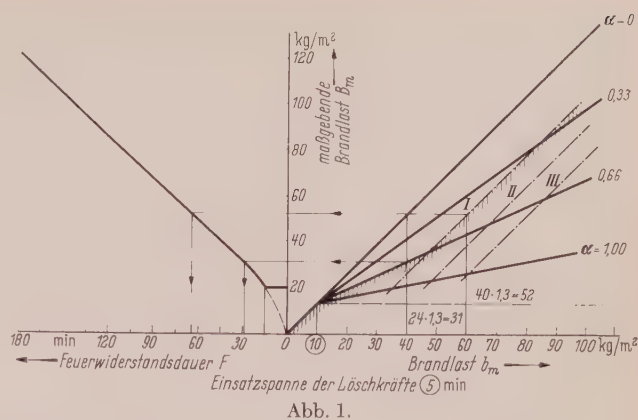


Abb. 1.

b , m , m_m die Größen für die geschützte Brandbelastung, γ der Schutzfaktor, der die Wirkung der selbsttätigen Feuerlöschanlagen ausdrückt,

$b_m = m_m \cdot b - \gamma \cdot m_m \cdot b$ die umgewandelte Brandbelastung in kg/m²,

Δb die unwirksame Brandbelastung, deren Abbrand durch den Einsatz der Löschkräfte verhindert wird, in kg/m²,

β ein Sicherheitsfaktor,

$B_m = \beta (b_m - \Delta b)$ die maßgebende Brandbelastung in kg/m².

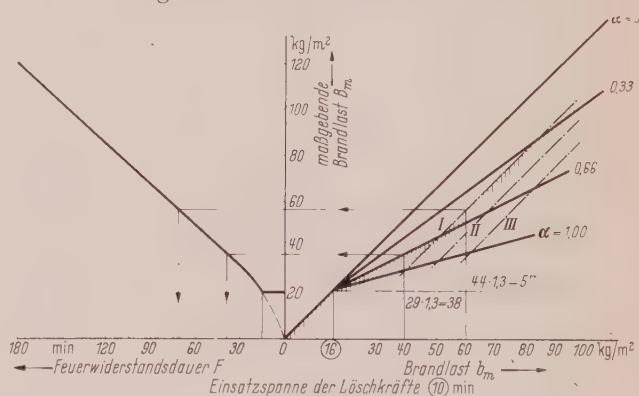


Abb. 2.

Handhabung der Bewertungsmaßstäbe

Zunächst gestatten die Schaubilder, ausgehend von der Größe b_m , ohne weiteres die erforderliche Feuerwiderstandsdauer F in Minuten für den immerhin denkbaren Fall abzulesen, daß mit dem Einsatz von Löschkräften nicht gerechnet werden kann.

Man sucht dazu in Abb. 1, 2 oder 3 auf der Abszisse rechts den jeweiligen Wert b_m auf und geht bis zur Linie $\alpha = 0$ nach oben. Die zugehörige maßgebende Brandlast B_m liest man auf der Ordinate ab. Durch eine Maßstabs-

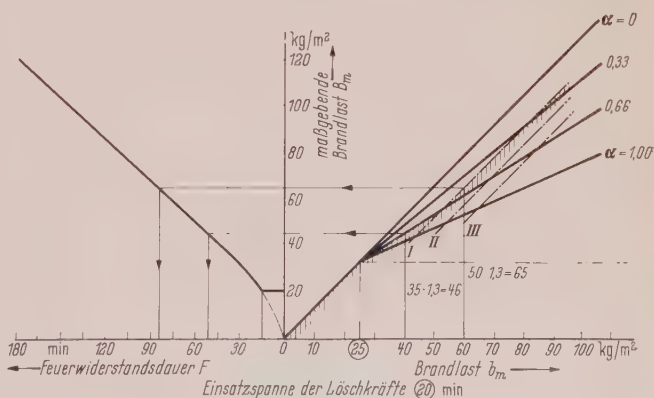


Abb. 3.

¹ Rosin u. Fehling: Das It-Diagramm der Verbrennung, VEB Verlag, 1929.

verzerrung ist dort ein Sicherheitsgrad $\beta = 1,3$ eingearbeitet. Auf der linken Hälfte ist der maßgebenden Brandlast B_m die erforderliche Feuerwiderstandsdauer F der Bauteile zugeordnet (Abb. 1 in [2], Abb. 4 in [4]). Die eingezeichnete Funktion ist bekanntlich aus der Relation zwischen Brandbelastung und Branddauer im Normenbrand hergeleitet.

Beispiel 1: Brandlast $b_m = 40 \text{ kg/m}^2$

$$B_m = 1,3 \cdot 40 = 52 \text{ kg/m}^2$$

erf. Feuerwiderstandsdauer $F = 63 \text{ Min.}$

Das Ergebnis kann als oberer Grenzwert für Branddauer und Feuerbeanspruchung angesehen werden. Bei $B_m < 20$ — diese Schranke ist durchaus vorsichtig gegriffen — genügen unbrennbare Bauteile; auf einen besonderen Brandschutz kann verzichtet werden.

Die detaillierte Bewertung bezieht in Übereinstimmung mit den bisher bekannt gewordenen Verfahren weitere wesentliche Gesichtspunkte in die Betrachtung ein, die den Ablauf des Brandes und dessen Bekämpfung einschneidend beeinflussen können:

- Einsatzspanne der Löschkräfte
- Besondere Erschwernisse und Behinderungen
- Rettung der Menschen
- Bedingungen der Brandbekämpfung
- Rauch- und Wärmeabzugsvorrichtungen
- Brandabschnittsgröße
- Anzahl der Geschosse
- Einsatzstärke der Löschkräfte.

Einsatzspanne der Löschkräfte

Unter der

$$\text{Einsatzspanne } E = A + \sum e - f$$

wird die Zeit in Min. zwischen der Feuermeldung und dem Beginn der Löschmaßnahmen (Feuerbekämpfung) verstanden. Sie setzt sich zusammen aus der Anmarschzeit A der Löschkräfte und folgenden im Einzelfalle möglicherweise zu berücksichtigenden Verzögerungen:

- e_1 Anfahrt der Löschfahrzeuge erschwert bis + 3 Min.
- e_2 Erschwerte Wasserversorgung bis + 5 Min.
- e_3 Kellerbrand bis + 2 Min.
- e_4 Brandherd liegt im oberen Geschöß; für jedes 3. Geschöß + 1 Min.

Bei Vorhandensein selbsttätiger Rauch- und Brandmeldeanlagen können die Löschmaßnahmen früher als normal eingeleitet werden; es ist ein Zeitabzug von

$$f = -5 \text{ bis } -10 \text{ Min.}$$

möglich.

Mindestens ist E für die weitere Ermittlung so festzusetzen, daß in dieser Zeit die Rettung der im Gebäude befindlichen Personen gewährleistet ist. Dabei sind Art und Lage der Rettungswege zu beachten.

Die fallweise ermittelten Einsatzspannen werden wie folgt gruppiert:

- bis 5 Min.
- von 5 bis 10 Min.
- von 10 bis 20 Min.

Für jede dieser 3 Gruppen ist ein Schaubild gegeben, Abb. 1, 2 und 3. Diese unterscheiden sich in erster Linie durch den Zeitpunkt, von dem ab die Brandbekämpfung erst wirksam werden kann. Nach 5 (10, 20) Min. ist theoretisch bereits ein Anteil der Brandlast b_m von 10 (16,25) kg/m^2 ungehindert abgebrannt.

Liegt die berechnete Einsatzspanne über 20 Min., so ist zu erwägen, ob eine Feuerbekämpfung bei der Bewertung überhaupt berücksichtigt werden sollte.

Brandbekämpfungsfaktor

Wenn die Löscharbeiten beginnen, hat sich der Brand bereits bis zu einem gewissen Grade entwickelt. Die noch nicht „umgesetzte“ Brandbelastung wird nun bekämpft

und zu einem Teil — Δb — unwirksam gemacht, nur teilweise deshalb, weil die Flammen vielleicht schon den ganzen Brandabschnitt erfaßt haben und die Wärmeentwicklung nicht plötzlich abgeschnitten werden kann.

Der α -Fächer ist geeignet, die Proportionalität geometrisch darzustellen. Bei idealen Einsatzbedingungen wird die jeweils untere Linie $\alpha = 1,0$ zur Bestimmung von B_m gewählt. Ihre Neigung ist bei den Schaubildern 1—3 verschieden, flach bei $E = 5 \text{ Min.}$, weil dort das Feuer noch besser unter Kontrolle gebracht werden kann, entsprechend steiler bei $E = 10$ bzw. 20 Min.

Mit den zwischengeschalteten Linien wird den baulichen Gegebenheiten Rechnung getragen, die bei der Brandbekämpfung von Einfluß sind und deren Wirksamkeit beeinträchtigen können. Der

$$\text{Bekämpfungsfaktor } \alpha = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3$$

errechnet sich mit Hilfe folgender Tabellenwerte, deren Höhe zunächst geschätzt ist:

		Bekämpfungsfaktor	
Räume ohne ausreichende Rauchabzugsmöglichkeiten		$\alpha_1 = 0,7$	
Räume mit ausreichenden Rauchabzugsmöglichkeiten		$\alpha_1 = 1,0$	
Größe des Brandabschnittes:	bis 1 Löschzug	2 Löschzüge und mehr	
	bis 500 m^2	$\alpha_2 = 1,00$	$\alpha_2 = 1,00$
	500—1000 m^2	0,85	1,00
	1000—2000 m^2	0,70	0,90
	2000—4000 m^2	0,55	0,80
	über 4000 m^2	0,35	0,70
Zahl der Geschosse:			
1—5		$\alpha_3 = 1,00$	
6—10		0,90	
11—15		0,80	
16—20		0,70	
über 20		0,60	

Bei ausgedehnten Brandabschnitten besteht die Gefahr einer nicht mehr zu kontrollierenden Brandausweitung während bei hochliegenden Räumen die Bekämpfung eines Brandes von vornherein stark erschwert ist. Die Rauchgefahr findet ebenfalls Beachtung.

Der Übersichtlichkeit halber werden 4 Stufen unterschieden:

$$\begin{aligned} \alpha_I &= 1,00 \\ 1,00 > \alpha_{II} &\geq 0,66 \\ 0,66 > \alpha_{III} &\geq 0,33 \\ 0,33 > \alpha_{IV} &> 0,00 \end{aligned}$$

Bei α_{IV} ist der Feuerwehreinsatz als unwirksam zu betrachten.

Einsatzstärke der Löschkräfte

Die Proportionalität der Brandbekämpfung gilt nur im Bereich kleiner und mittlerer Brandlasten, darüber hinaus wird Δb durch die Einsatzstärke der Löschkräfte begrenzt. Offenbar kann ein Löschfahrzeug vom Typ LF 8 nur einen bestimmten Brandumfang unter Kontrolle halten und den Brand gegebenenfalls lokalisieren. Dazu sind die Parallelen I, II und III zur Linie $\alpha = 0$ eingezeichnet, die auf keinen Fall bei der graphischen Bewertung unterschritten werden dürfen.

Es können z. B. bedeuten:

- I nicht anerkannte Werkfeuerwehr mot. mit mind. 1 LF 8,
- II öffentliche Feuerwehr oder anerkannte Werkfeuerwehr mit mind. 1 LF 8,
- III wie vor, mit mind. 1 Löschzug.

Gegebenenfalls wäre noch eine Stufe IV für 2 Löschzüge einzuführen.

Beispiele

Für einen Bekämpfungsfaktor $\alpha = 0,66$ und eine Löschke nach I liest man in einfachster Weise ab:

Beispiel 2: Brandlast $b_m = 40 \text{ kg/m}^2$ $E = 5 \text{ Min.}$
 $B_m = 24 \cdot 1,3 = 31 \text{ kg/m}^2$ $F = 29 \text{ Min.}$
 (man vergleiche mit Beispiel 1; dort ergibt sich für $\alpha = 0$ $F = 63 \text{ Min.}$)

Beispiel 3: $b_m = 40 \text{ kg/m}^2$ $E = 10 \text{ Min.}$
 $B_m = 29 \cdot 1,3 = 38 \text{ kg/m}^2$ $F = 39 \text{ Min.}$

Beispiel 4: $b_m = 40 \text{ kg/m}^2$ $E = 20 \text{ Min.}$
 $B_m = 35 \cdot 1,3 = 46 \text{ kg/m}^2$ $F = 51 \text{ Min.}$

Zum Vergleich ermittelt man für $b_m = 60 \text{ kg/m}^2$:

Beispiel	E	B_m	F
5	5	52	64
6	10	57	72
7	20	65	84

Praktisch wird man sich in die andernorts vorgeschlagenen Stufen der Feuerwiderstandsdauer von F 30, 60, 90, 180 ordnen.

Ausblick

Das vom Verfasser vorgeschlagene Verfahren schließt an seinen Grundgedanken eng an die bisher bekannt gewordenen Richtlinien für die Beurteilung des Brandschutzes von Bauteilen an. Das Ziel ist dasselbe geblieben: ein baulicher Brandschutz, der bei ausreichender Sicherheit den wirklichen Verhältnissen angepaßt ist, eine gemein zu handhabende sichere Grundlage zu schaffen.

Der beschrittene Weg ist ein anderer geworden. Keine Berechnung in Punkte verhüllt die eigentliche Bedeutung der wesentlichen Einflußgrößen. Man hat es beim Brand mit Brandbelastungen und -zeiten, nicht aber mit Punkten

zu tun! Am Ende gibt es keine negativen Bewertungszahlen, es wird auch zur Brandlast weder etwas zugeschlagen noch etwas in Abzug gebracht, wenn keine Feuerwehr zum Einsatz kommt. Eine Überbewertung von Nebeneinflüssen ist vermieden.

Im Rahmen eines neugebildeten ETB-Ausschusses „Baulicher Brandschutz“, dem u. a. Vertreter der Musterbauordnungskommission, des Bundesministeriums für Wohnungsbau, der Bauaufsichtsbehörden, der Feuerwehr, des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, des Deutschen Ausschusses für Stahlbau und des Arbeitskreises Brandschutz in der Arbeitsgemeinschaft Industriebau angehören, wird es in Kürze auch über diese Methode zur Aussprache kommen.

Hier sollte lediglich der Rahmen gesteckt und gezeigt werden, wie sich die verschiedenen Einflußgrößen im Brandfalle mit graphisch-numerischen Mitteln logisch und anschaulich erfassen lassen, wobei kein Zweifel besteht, daß hier und da noch zahlenmäßige Korrekturen notwendig sind.

Literatur

1. E. Geilinger u. C. F. Kollbrunner: Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen I. Teil. Mitt. der T.K.V.S.B. Nr. 3. Zürich: Verlag Leemann.
2. P. Boué: Der Feuerschutz im Stahlhochbau, insbesondere von Stahlstützen. Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, H. 21. Köln: Stahlbau-Verlags-GmbH, 1959.
3. W. Halpaap: Die Bestimmung des notwendigen Schutzes wesentlicher Bauteile nach Punkten. VFDB-Zeitschr. 8 (1959), H. 9.
4. H. Fuchs: Probleme des vorbeugenden baulichen Brandschutzes im Industriebau. VFDB-Zeitschr. 9 (1960), H. 3.
5. W. Imhoff: Baulicher Brandschutz im Industriebau. Zentralblatt für Industriebau 6 (1960), H. 9.
6. H. Seekamp: Die Berechnung der Widerstandsfähigkeit von Bauteilen gegen Feuer. Brandverhütung, Brandbekämpfung 10 (1960), Nr. 4.
7. W. Halpaap: Beurteilung des Brandschutzes eines Gebäudes nach Punkten. VFDB-Zeitschr. 9 (1960), H. 4.

Kurze Technische Berichte

666.97.004.12 : 621.039.538.001.5 : 539.1.047

Versuche

zur Bestimmung der Reaktorstrahlungs-Abschirmungseigenschaften von Beton

Die Abschirmung eines Reaktorkernes muß die Abbremsung der schnellen Neutronen bewirken, den Einfang der langsamen Neutronen und die Abschwächung der primären γ -Strahlung, sowie der im Abschirmungsmedium erzeugten sekundären γ -Strahlung (Abb. 1). Die Wirksamkeit eines Materials für die Abbremsung mittlerer Neutronen durch elastische Streuung ist seiner Massenzahl umgekehrt proportional, so daß Wasserstoff in Form von Wasser in diesem Neutronenenergiebereich ein als Bremsmittel (Moderator) ausgezeichnet geeigneter Stoff ist. Bei hohen Neu-

tronenenergien ist jedoch der Wirkungsquerschnitt von Wasserstoff klein. Durch Einführung von Elementen mittlerer und hoher Massenzahl können schnelle Neutronen durch inelastische Streuprozesse in den mittelschnellen Bereich abgebremst werden, in dem der Wirkungsquerschnitt leichter Elemente für elastische Streuung groß ist. Ziel des Abbremsprozesses ist es, schnelle Neutronen auf thermische Energien abzubremesen, so daß dann Einfangprozesse den Neutronenfluß abschwächen. Die Abschwächung der primären und sekundären γ -Strahlung ist ungefähr proportional der Massenzahl des Abschirmungsmaterials. Eine gute Reaktor-Strahlenabschirmung muß demnach aus einer geeigneten Kombination leichter und schwerer Elemente bestehen. Die optimale Zusammensetzung einer Abschirmung für einen Reaktorkern ist so, daß eine Abschwächung der Neutronen- und γ -Strahlung im Verhältnis der erforderlichen Reduktion der jeweiligen Strahlenflüsse erzielt wird. Dabei soll die Abschwächung der langsameren Komponente der Neutronenstrahlung größer sein als die der schnellen Komponente.

Der Grundcharakter der γ -Strahlenabschwächung ist exponentieller Natur. Für praktische Strahlenabschirmungsberechnungen wird daher eine die Abschwächung der primären γ -Photonen beschreibende Exponentialfunktion verwendet, und dem Einfluß der Streustrahlung wird durch einen „Zuwachsfaktor“ Rechnung getragen. Exakt exponentielle Strahlenschwächung ist charakteristisch für Absorptionsprozesse allein.

Im Falle schneller Neutronen herrschen Streuprozesse vor, jedoch können bei zur Ausfilterung abgemessener oder abgelenkter schneller Neutronen hinreichender Wasserstoffkonzentration in einer dicken Abschirmung die Streuprozesse gleichbedeutend mit Absorption angesehen werden. In dicken Abschirmungen kann die Kollision eines schnellen oder mittelschnellen Neutrons mit einem Wasserstoffkern näherungsweise mit einem Absorptionsprozeß gleichgesetzt werden, da das durchschnittliche logarithmische Energiedekrement groß ist und die mit abnehmender Neutronenenergie starke Zunahme des Wirkungsquerschnittes von H für elastische Streuung eine rasche weitere Abbremsung herbeiführt. Inelastische Streuungen durch schwere Kerne haben für die Abschirmung ebenfalls näherungsweise den Charakter einer Absorption, wenn in dem Abschirmungsmedium außer dem schweren Material auch genügend Wasserstoff vorhanden ist.

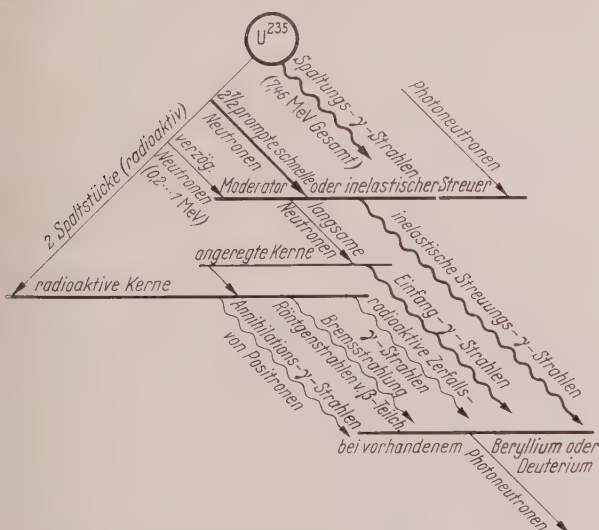


Abb. 1. Genealogie der Reaktor-Strahlung für die Abschirmung [1].

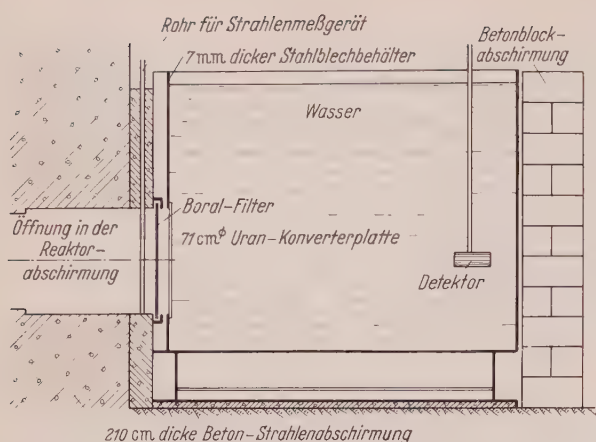


Abb. 2. Längsschnitt durch die ORNL-Lid Tank Shielding Facility [5].

Auf Grund dieser Tatsache ist von R. D. Albert und T. A. Welton [2] der Begriff des effektiven Neutronenausscheid-Wirkungsquerschnittes (effective neutron removal cross section) als Teil einer semi-empirischen Theorie des Durchgangs schneller Neutronen durch wasserstoffhaltige Medien entwickelt worden. Diese Theorie stellt einen Versuch dar, die Neutronenabschwächung durch einen einfachen exponentiellen Abschwächungskern zu beschreiben. Durch die von E. P. Blizard und Mitarbeitern in der ORNL-Lid Tank Shielding Facility durchgeführten experimentellen Untersuchungen ist der Begriff des effektiven Neutronenausscheid-Wirkungsquerschnittes zu einem außerordentlich praktischen Werkzeug für die Berechnung von Reaktor-Abschirmungen entwickelt worden [3], [4].

Die Lid Tank Shielding Facility ist eine Experimentieranlage für Reaktorstrahlung-Abschirmungsmessungen, die als Strahlenquelle eine kreisförmige „Konverterplatte“ aus angereichertem Uran-235 von 71 cm Durchmesser verwendet. Diese Konverterplatte überdeckt wie ein Lid eine Öffnung in der Beton-Abschirmung des graphitmoderierten X-10-Reaktors. Die aus dem Reaktor entweichenden thermischen Neutronen spalten das U^{235} in der Scheibe. Eine Konverterplatte stellt eine besser definierte Neutronen- und γ -Strahlenquelle als direkt aus dem Reaktorkern entweichende Strahlung dar. Ihre Intensität kann mit guter Genauigkeit geeicht werden. Die Abschirmungsexperimente werden in einem Wasserbehälter durchgeführt. Wasser

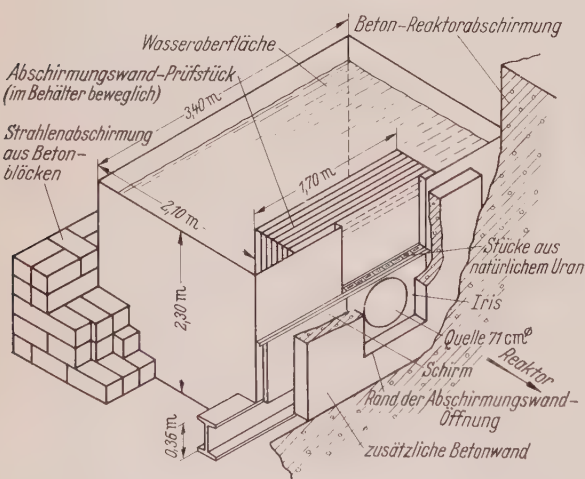


Abb. 3. Isometrische Ansicht der ORNL-Lid Tank Shielding Facility [6].

gewährt den Experimentatoren bei guten Sichtverhältnissen und bei freier Bewegungsmöglichkeit für die Prüfkörper und Meßinstrumente einen wirksamen Strahlenschutz. Abb. 2 zeigt einen Längsschnitt und Abb. 3 eine perspektivische Schnittansicht der Lid Tank Shielding Facility.

Der Wert des effektiven Neutronenausscheid-Wirkungsquerschnittes für ein Abschirmungsmaterial wird durch Einsetzen dünner Platten in das Lidbecken bestimmt, indem der Neutronenfluß hinter den eingesetzten Platten für verschiedene

Plattendicken und Anordnungen im Becken gemessen wird, wo bei die Wasserdicke zwischen Neutronenquelle und Detektor mehr als 100 cm betragen muß. Gemäß den Versuchsbedingungen, unter denen sie ermittelt werden, sind effektive Neutronenausscheid-Wirkungsquerschnitte strikt anwendbar auf wasserstoffhaltige Medien mit eingesetzten Platten, wobei auf das schwere Material eine hinreichend dicke wasserstoffhaltige Schicht folgt. Wenn nicht genügend Wasserstoff vorhanden ist, um ein Neutron nach der ersten Kollision rasch abzubremesen und zu absorbieren, dann resultiert ein größerer Durchgang von Neutronen mittlerer Energie, so daß die Abschwächungsfunktion ihre exponentielle Form und die einfache makroskopische Theorie des Neutronenausscheid-Wirkungsquerschnittes ihre Gültigkeit verliert.

Effektive Neutronenausscheid-Wirkungsquerschnitte sind auch auf Fälle anwendbar, bei denen das schwere Material gleichförmig in einem wasserstoffhaltigen Medium verteilt ist. Bedingung ist, daß die Abschirmung eine bestimmte Mindestmenge gleichförmig verteilten Wasserstoffs enthält, so daß die mittleren schnellen und langsamen Neutronen eine größere Abschwächung als die schnellen Neutronen erfahren. Wenn das Abschirmungsmaterial keine hinreichenden Mengen von Elementen mit niedrigem Atomgewicht enthält, erfahren die mittelschnellen Neutronen, deren Energie zu gering für die inelastische Streuung und zu hoch für die Absorption ist, nur elastische Streuungen von geringer Abbremswirkung, und sind daher durchdringender als die schnelle Primär-Komponente der Neutronenstrahlung. Es ist allgemein angenommen worden, daß in Beton-Reaktorabschirmungen ein verhältnismäßig hoher Wassergehalt erforderlich ist, damit die Moderierfähigkeit des Betons ausreicht, um die Abschwächung der schnellen Neutronenstrahlung zum maßgebenden Kriterium für die Abschirmungsbemessung zu machen.

E. P. Blizard und J. M. Miller [7] haben eine umfangreiche experimentelle Untersuchung über die Reaktorstrahlung-Abschirmungseigenschaften von gewöhnlichem Kiesbeton durchgeführt, deren hauptsächlichster Zweck die Ermittlung war, ob Abschirmungen aus normalem Beton die gestreuten schnellen Neutronen hinreichend wirksam moderieren, so daß die Neutronenabschwächung durch den Begriff des effektiven Neutronenausscheid-Wirkungsquerschnittes mit genügender Genauigkeit beschrieben werden kann. Bei den Versuchen wurden 5 cm dicke Platten mit den Abmessungen 140×160 cm aus Kiesbeton von der durchschnittlichen Dichte $2,39 \text{ g/cm}^3$ verwendet. Zur Verhütung einer Wassergehaltsänderung wurde jede Platte mit einem wasserdichten Anstrich versehen.

Es wurden 23 verschiedene Plattenanordnungen untersucht, wobei die Anzahl der hintereinander aufgestellten Platten zwischen 4 und 22 variierte. Die Platten wurden entweder unmittelbar aneinandergestellt oder es wurde durch wassergefüllte Zwischenräume zwischen den einzelnen Platten ein zusätzlicher Wassergehalt des Betons simuliert. Die gute Übereinstimmung der Ergebnisse eines Versuches, bei dem alle 10 cm eine 2,5 cm dicke Wasserschicht angeordnet war, mit denen eines Versuches bei dem in Abständen von 5 cm Wasserschichten von 1,25 cm Dicke vorgesehen waren, zeigte an, daß der Nicht-Homogenität der Anordnung der Medien nur ein geringer Einfluß zukommt. Aus den Versuchsergebnissen geht hervor, daß in gewöhnlichem Kiesbeton für die Gültigkeit der Neutronenausscheid-Wirkungsquerschnitt-Theorie erforderliche Mindestgehalt an Wasserstoff bei einem Wassergehalt von etwa 7 Gewichtsprozent erreicht wird.

Dipl.-Ing. Th. Jaeger, Berlin.

Literatur

1. E. P. Blizard: Calculational Methods for Reactor Shielding Conference on Shielding of High-Energy Accelerators, New York 11.—13. April 1957, TID-7545, 6. Dezember 1957, S. 112—116.
2. R. D. Albert und T. A. Welton: A Simplified Theory of Neutron Attenuation and Its Application to Reactor Shield Design WAPD-15, 30. November 1950.
3. E. P. Blizard: Procedure for Obtaining Effective Removal Cross Sections from Lid Tank Data. CF-54-6-164, 22. Juni 1954.
4. G. T. Chapman und C. L. Storrs: Effective Neutron Removal Cross Sections for Shielding. AECD-3978, 19. September 1955.
5. E. P. Blizard: The Shielding of Nuclear Reactors. Second United Nations International Conference on the Peaceful Uses of Atomic Energy, Genf, 1.—13. September 1958, Paper No. A/CONF 15/P/2162.
6. C. E. Clifford: Experimental Shielding Techniques Used at Oak Ridge National Laboratory, Paper presented at Symposium VI-5 "Radiation Shielding" of the European Atomic Energy Society, Cambridge, 26.—29. August 1958.
7. E. P. Blizard und J. M. Miller: Radiation Attenuation Characteristics of Structural Concrete. ORNL-2193, 13. August 1958.

K 624.137.4 : 624.152.634.3 : 691.328.2-411 (759)

Spundwände aus Spannbeton in Florida (USA)

Viele Straßendämme an den seichten Meeresküsten Floridas sind durch tausende laufende Meter Spundwände aus Beton gegen Ausspülen gesichert worden. Gegenwärtig wird in den meisten Fällen dazu Spannbeton verwendet, der allmählich den Stahlbeton vollkommen verdrängt, sowie dieser die noch vor Jahren übliche Holzbauweise ersetzt hat. Diese Spundwände werden in den Baugrund bis zu 1,8 bis 6,0 m Tiefe gerammt. Die praktische Faustregel gilt für verankerte Spundwände, daß die Rammtiefe im guten Baugrund ungefähr 60 % der Höhe der Dämme betragen soll. Bei schlechterem Baugrund ergeben sich größere Tiefen.

Die vorgespannten Spundbohlen haben in Florida im allgemeinen Breiten von 76 cm und Dicken zwischen 15 und 20 cm. Die Fugen an der einen Seite der Bohle sind von oben bis ganz zur Länge durchgehenden Nuten gebildet. An der anderen Seite verläuft die Nut von oben bis rund 1 m unter Wasserspiegel. Darunter ist eine in die Nut passende Feder vorgesehen. In die obere Höhlung zwischen beiden Nuten wird Zementmilch eingepreßt. Der untere Teil der Spundbohle ist abgeschrägt, so daß sie sich beim Rammen fest gegen die schon gerammte anpreßt.

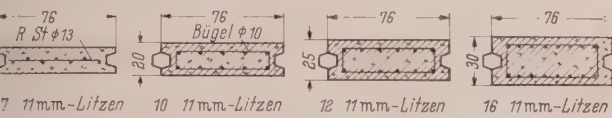


Abb. 1. Querschnitte von vier standardisierten Spannbetonspundbohlen.

Die Querschnitte von vier standardisierten Spannbetonbohlen sind in Abb. 1 dargestellt. Die Erfahrung hat gezeigt, daß eine Vorspannung im Beton in Höhe von 50 kg/cm² auf diesen Querschnitt ausreicht, um ihn nahezu rissfrei beim Transport und Rammen zu machen. Gemäß der größeren Bewehrung auf der Wasserseite wäre bei einem gleichmäßigen Vorspannen aller Rundbohlen bis etwa 90 kg/mm² die größere Vorspannung auf der Wasserseite vorhanden. Jedoch werden praktisch alle Spundbohlen in Florida mit beiderseits gleicher Bewehrung und Vorspannkraft hergestellt. In einigen wenigen Fällen wurde für größere Spundwände Normalstahl zur Ergänzung des Spannbetons verwendet. Bei manchen Wänden waren besondere Formen an den Ecken benötigt. Diese Eckbohlen (Abb. 2) müssen aus gewöhnlichem Stahlbeton vorgefertigt werden, weil wegen der beschränkten Anzahl Eckbohlen die Herstellung von besonderen langen Spannbetten nicht zu vertreten ist.

Eckspundbohlen werden nach verschiedenen Methoden, die meistens abhängig vom Baugrund sind, eingebracht. In den meisten Böden Floridas wird meistens das Einspülen bevorzugt. Bei nicht leicht fortzuspüendem Erdreich wird auch gerammt. Die Anker werden meist vorbetonierte Spannbetonbalken ge-

des Hinterfüllungsbodens verlorengehen, und wenn die Undichtigkeit einmal angefangen hat, ist eine Ausbesserung der Wand schwierig und kostspielig. Die Verwendung von Nut- und Feder-Konstruktion allein sichert keine Wasserdichtigkeit. Wenn bei einer Wand Verluste des Hinterfüllungsbodens vermieden werden sollen, muß sie aber praktisch wasserdicht sein. Die einzige bis heute vorhandene zuverlässige Methode ist die Auspressung der Fugen zwischen den Spundbohlen mit Zementmilch. Die

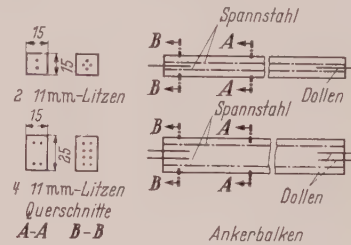


Abb. 3. Spannbetonbalken aus Fertigbeton als Anker.

Auspressung mit Zementmilch muß von oben bis etwa 1 m unter Wasserspiegel vorgenommen werden. Die Auspressung muß sehr sorgfältig geschehen, wenn eine genügende Wasserdichtigkeit erzielt werden soll. Sie muß auch bei Erschwerissen durch nichtschließende Fugen und unter Wellenwirkung vorgenommen werden können. Neuerdings wurde in Florida folgende wirkungsvolle Methode der Fugendichtung unter Wellenwirkung erprobt. Eine schmale Polyäthylen-Tube wird in die Höhlung der Fuge eingebracht und dann mit Zementmilch prall verpreßt, so daß die Höhlung vollkommen von der stark plastischen Kunststoffmasse ausgefüllt ist. Das Einpreßgut kann bei Wellenwirkung nicht mehr ausgewaschen werden. Der Kunststoff verhindert ein Anbinden an die Seiten der Höhlung und dichtet praktisch einwandfrei.

Wegen des meist grobkörnigen Hinterfüllungsbodens und der nicht sehr großen Höhen ist eine Entwässerung durch die Spundwand hindurch im allgemeinen unnötig. Wenn aber eine Entwässerung durch die Spundwand für erforderlich gehalten wird, müssen Öffnungen in dieser und ein Filter zum Zurückhalten der feinen Bodenteilchen geschaffen werden (Abb. 4).

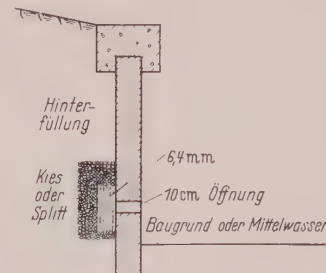


Abb. 4. Entwässerungsloch in der Spannbetonspundwand mit Filter.

Es sind neuerdings in anderen Bauzweigen wesentlich höhere Spundbohlen aus Beton angewendet worden. Z. B. sind große Spannbetonbohlen für den Hafen Pensacola (Florida) bei einer Wassertiefe von 10,7 m und einer Kaihöhe über Hafensohle von etwa 13 m vorgesehen worden. Die einzelnen Bohlen haben im Entwurf Längen bis ungefähr 20 m und Dicken von 0,71 m mit

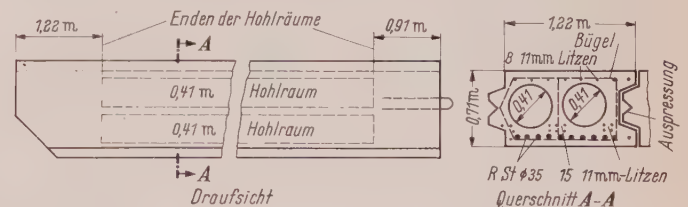


Abb. 5. Riesige Spannbetonspundwand für den Hafen von Pensacola (Florida).

ht (Abb. 3). Diese werden mit der aus Ortbeton hergestellten Gurtung durch Dolln verbunden. Ein Einbetonieren der Spannstähle wird hier nicht vorgenommen, weil die Ankerkräfte, die sich zu den Vorspannkraften addieren, angeblich nicht einen Bruch der Anker hervorrufen können.

Bei der heikelsten Bauaufgabe bei Betonspundwänden ist es, diese trotz der andauernden Pumpwirkung der Wellen dicht zu bekommen. Selbst durch kleine Risse können große Mengen

Aussparungen von 41 cm ϕ (Abb. 5). Die Breite einer Bohle beträgt 1,22 m. Die Bohlen haben Einheitsgewichte von 1,5 t/m, so daß eine Bohle rd. 30 t wiegt. Die Spannbetonwand soll verwendet werden, weil sie ungefähr ebensoviel wie Stahl kostet und das Seewasser dort als nicht sehr aggressiv für Beton bezeichnet wird. — [Nach W. E. Dean: Prestressed concrete sheetpiles for bulkheads and retaining walls. Civ. Engng. 30 (1960), Nr. 4, S. 68—72.] Dr.-Ing. F. Orfh, Berlin.

DK 69.059.88 : 624.023.673

Neue Stützen in 12geschossigem Altbau für Aufstockung von weiteren 12 Geschossen

Anfang dieses Jahres wurde in der 5. Avenue New Yorks mit der Aufstockung von 12 Geschossen eines 1897 errichteten 12-geschossigen Gebäudes begonnen und hierdurch die Deckenfläche um 75 v. H. auf rd. 41 800 m² vergrößert.

Das alte Gebäude ist ein Stahlfachwerk mit Decken aus gewölbten Ziegelkappen und Betonauffüllung. Die vorhandenen Stützen aus I-Eisen von 25,4 bis 30,5 m Höhe mit Gurtplatten hatten eine Tragfähigkeit von 540 t. Durch die vorgesehene Aufstockung steigt die Belastung jedoch auf 1710 t, so daß es zweckmäßig war, statt einer Verstärkung der Stützen deren Neuherstellung auszuführen. Die verschiedenen Arbeitsvorgänge bei dem Einbau dieser 26 neuen Stützen werden nachstehend beschrieben.

Nach Freilegung des Traggerippes wurden in jedem Geschöß um jede Stütze 2,44/2,44 m große Öffnungen ausgebrochen, so daß die Anschlüsse der Deckenträger sichtbar wurden. Zwei auf dem Dach aufgestellte 20 t-Derricks erledigten die notwendigen Hilfeleistungen während der einzelnen Arbeitsvorgänge (Abb. 1). Behelfsmäßige Gerüsttürme um jede Stütze, bestehend aus je 4 I 20,3 cm in 2,13 m Achsabstand, wurden auf 4 Einzelgründungen neben den alten Stützengründungen und Verschwenkung um 45° aufgesetzt. Es wurden immer 6 derartige Türme nach festgelegtem Plane errichtet, so zwar, daß niemals 2 benachbarte alte Stützen gleichzeitig abgetragen wurden. Die Turmstützen waren aus 5 Längen von 8,68—13,03 m zusammen-

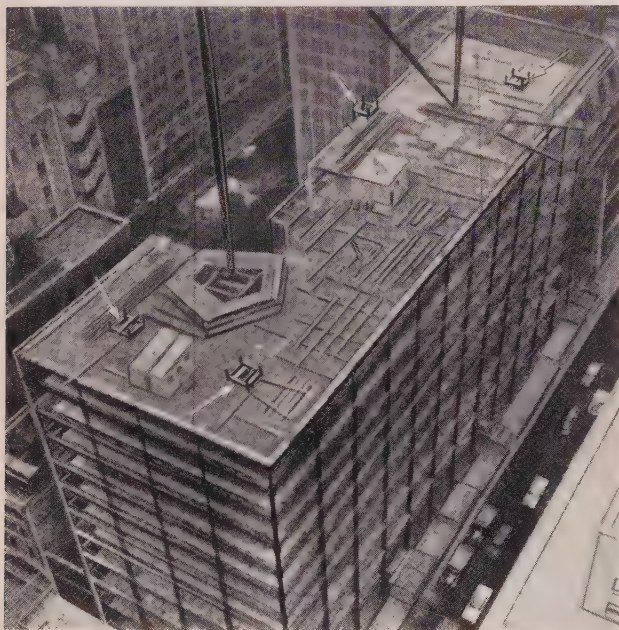


Abb. 1. Dachgeschoß des Altbaues mit Derricks und Gerüsttürmen.

gesetzt. Sobald der Turm gerichtet war, wurden zwischen den Stützen I 25,4 cm-Versteifungsträger in 20,3 cm Höhe über Deckenoberkante eingezogen. Auf diesen Trägern sitzen Hänger, welche die Enden der abzuschneidenden Träger fassen, aus 2 Paaren von J 12,7 cm mit angeschweißten Deckklaschen bestehen und durch Zugstangen mit Muttern verbunden sind (Abb. 2). Vom Dach aus nach unten fortschreitend wurden nunmehr die mit den alten Stützen verbundenen Deckenträger durchschnitten und so die gesamten Stützenlasten auf die Gerüsttürme überleitet. Während dieses Arbeitsvorganges wurden die alten Stützen in handliche Stücke zerschnitten und durch die Derricks emporgezogen. Hierauf wurden die neuen Gründungen für die neuen Stützen hergestellt, die 2,13/2,13 m großen Grundplatten verlegt, und die Derricks senkten, sodann die Stützen in Teillängen, deren größter Querschnitt aus I 35,6 cm mit 76 mm starken Gurtplatten zusammengesetzt ist, von 2 Stockwerkshöhen ab. Diese Ersatzstützen wurden in einem Arbeitsvorgang vom Fuß bis zum Dach aufgestellt und gerichtet, bevor die Deckenträger angeschlossen wurden; wegen des beengten Arbeitsraumes wurden sie aus der Werkstatt vollständig fertig ohne jegliche Montageverbände angeliefert. Die Verbindungen zwischen Deckenträgern und Stützen erfolgten durch

Blechträgerstücke, welche mit diesen verschweißt wurden und durch obere Gurtwinkel verstärkt waren (Abb. 3). Die Anschlüsse wurden stets an zwei gegenüberliegenden Verbindungsstellen durchgeführt. Nach deren Fertigstellung wurden die Hänger beseitigt, das nächsthöhere Geschöß vorgenommen und hierdurch schrittweise die Gebäudelasten von den Gerüsttürmen in die neuen Stützen übergeführt.

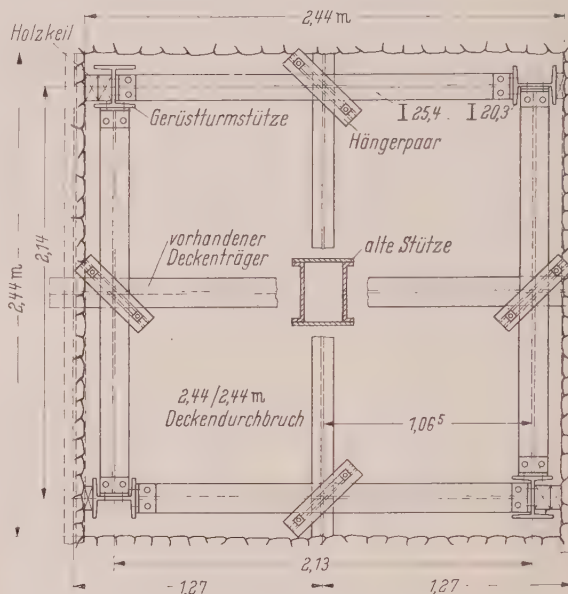


Abb. 2. Grundriß eines Gerüstturmes.

Die Erhaltung der Deckenoberkante während des Auswech-seln der Stützen war eine wesentliche Bedingung bei den geschilderten Arbeitsvorgängen. An Höhenmarken wurde die Lage der Deckenträger vor und nach dem Durchschneiden beobachtet und gegebenenfalls festgestellte Setzungen durch Nachstellen der Hänger ausgeglichen. Die Verkürzung der Gerüsttürme bei voller Lastübernahme betrug etwa 19 mm.

Bei Beseitigung der Deckenkappen wurde bemerkt, daß die Stützen in ost-westlicher Richtung einmündenden Träger genietete und steife Anschlüsse aufwiesen, während die Anschlüsse in nord-südlicher Richtung nur einseitig verschraubt waren. Zur Gewährleistung der Standsicherheit des Altbaues

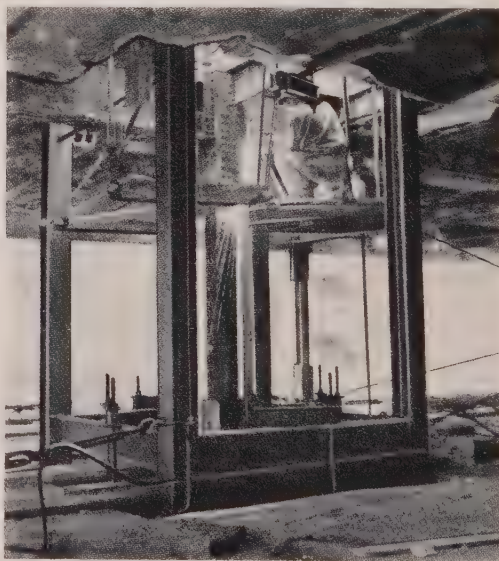


Abb. 3. Neue Stütze und Trägeranschlüsse.

wurden daher zusätzliche Versteifungen ober- und unterhalb der Decke bei jeder erhalten gebliebenen Stütze angeordnet.

Für die Ersatzstützen wurden 1100 t und für die 12 neuen Geschosse 3300 t Baustahl benötigt. Jeder Gerüstturm erfordert 25 t. — [Nach: Old Frame plus New Columns = 12 Floors Engng. News Rec. 164 (1960), Nr. 16, S. 48—50.]

F. l'Allemand.

627.824.3.061 : 627.839.1 : 627.84 (794)

Erddamm zur Abspernung einer Felsschlucht

Am Westhang der Sierra Nevada von Californien wurde das Wasserkraftwerk an der Mammoth-Talsperre eröffnet, das einer Gruppe von 8 Wasserkraftwerken angehört. Das Besondere ist, daß die Felsschlucht des San Joaquinflusses von einem 100 m hohen und an der Krone 253 m langen Erddamm abgeschlossen wird, wo man bei den bis zu 75° steilen Felswänden eigentlich eine Betonstaumauer erwarten sollte.

Aber beim Vergleich von Entwürfen für eine Betonstaumauer aus einfachem Bogen oder aus gestaffelten Bögen, Schwerkraftsmauer aus Beton, Mauer aus Steinschüttung mit Beton oder schließlich für einen reinen Erddamm wurde bei diesem ein Ersparnis von einer Million Dollar errechnet. Der Erddamm wurde also zur Ausführung bestimmt.

Der zum Bau nötige Umleitungstollen ist 655 m, der durch den Fels zum Kraftwerk führende Stollen 13 km lang (Abb. 1).

Den Querschnitt und Aufbau des Dammes zeigt Abb. 2. Die größte Fußbreite wurde 610 m. An den an den Fels anschließenden Flanken wurden überhängende Felsteile abgesprengt und abgeglichen und beim Bau die anschließenden Damnteile durch ständiges Besprengen plastisch gehalten, um Risse zu vermeiden.

Unter dem Dichtungskern wurde der lose und gespaltene Fels beseitigt, die Unregelmäßigkeiten des Grundes mit Beton abgeglichen und zur Abspernung des Druckwassers ein Betonkern eingelassen, so daß die größte Höhe bis zur Dammkrone 134 m wurde. 20% des Kernmaterials mußten durch ein 0,26 mm-Sieb gehen, und seine Feuchtigkeit durfte nicht mehr als 1% von dem im Labor ermittelten Grad von 10 bis 15% abweichen. Der Kern wurde mit 2 hintereinander laufenden Tandemschafffußwalzen verdichtet. Die etwa 1,9 Mio. m³ der Hauptteile des Dammes stromauf und stromab waren fast ebenso fein wie der Kern und wurden mit 50 t schweren gummibereiften Walzen verdichtet (Abb. 3). Etwa 80% des Dammmaterials wurden in 3,2 km Entfernung genommen, maschinell gelöst und über 6% Steigung heranbracht. Die obere Schicht der Entnahme eignete sich für den Beton. Der grobkörnige Ausbruch aus dem Kraftwerkstunnel und der Überlaufrinne wurde für die senkrechte und waagrechte Entwässerungsschicht hinter dem Dichtungskern und den Steinwurf am Dammfuß verbraucht. Filtermaterial wurde mit Sauggeräten aus dem Strombett unterhalb gewonnen. Das Material wird durch Besprengen an der Entnahme und beim Einbau die gewünschte Feuchtigkeit.

Die Drainageschicht leitet das durch den Kern sickernde Wasser ab, ist 2,44 m stark und besteht aus 0,65—8 cm starkem Geröll. Sie mündet in eine Schicht unter dem stromabwärtigen Dammfuß aus 0,32—10 cm großem Schotter und geht dann in den Steinwurf über. Auf dem stromabwärtigen Damnteil geht wegen seiner guten Entwässerung eine Böschung 2 : 1. Für die ständige Überwachung des Dammes sind neuartige Meßgeräte innen eingebaut. Das Gerät besteht aus einem senkrechten und waagrecht verlaufenden Kunststoffrohr, das jede Bewegung des abgebenden Bodens mitmacht, die auf elektrischem Wege gemeldet und gemessen werden kann.

Der Bau begann mit dem 655 m langen Umleitungstunnel im Mai 1958. Ein Spezialtrupp erreichte in einer Woche eine Höchstleistung von 8,5 m hohem Hufeisenquerschnitt. Von einer fahrbaren

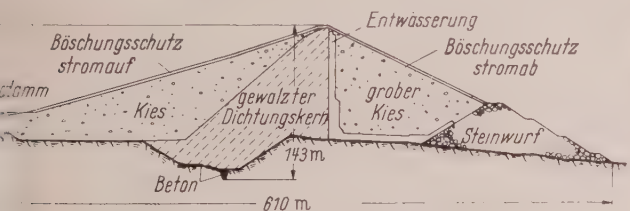


Abb. 2. Schematischer Dammquerschnitt.

Die Drainageschicht leitet das durch den Kern sickernde Wasser ab, ist 2,44 m stark und besteht aus 0,65—8 cm starkem Geröll. Sie mündet in eine Schicht unter dem stromabwärtigen Dammfuß aus 0,32—10 cm großem Schotter und geht dann in den Steinwurf über. Auf dem stromabwärtigen Damnteil geht wegen seiner guten Entwässerung eine Böschung 2 : 1.

Für die ständige Überwachung des Dammes sind neuartige Meßgeräte innen eingebaut. Das Gerät besteht aus einem senkrechten und waagrecht verlaufenden Kunststoffrohr, das jede Bewegung des abgebenden Bodens mitmacht, die auf elektrischem Wege gemeldet und gemessen werden kann.

Der Bau begann mit dem 655 m langen Umleitungstunnel im Mai 1958. Ein Spezialtrupp erreichte in einer Woche eine Höchstleistung von 8,5 m hohem Hufeisenquerschnitt. Von einer fahrbaren



Abb. 3. Baustelle.

Rüstung aus wurden in der Querschnittsachse 3 Sprenglöcher etwa 60 cm übereinander gebohrt, das unterste 2 m über der Sohle, und zwar das obere und untere Loch etwa 4 m tief, das mittlere noch 46 cm tiefer. Der umgebende Fels links und rechts wurde auch mit Sprenglöchern versehen und zuerst links, dann rechts gesprengt, dann kam die mittlere Sprengladung. Der umgebende Fels brach mit der oberen und unteren Sprengladung in Ringen in den ausgesprengten Kern.

Kurz vor Vollendung des Umleitungstunnels begann ein zweiter Unternehmer den Kraftwerkstunnel mit 6,1 m hohem Hufeisenquerschnitt. Hier erreichte der Vortrieb 88 m in einer 6-Tage-Woche. Man arbeitete von einem schweren, auf Lastwagen errichteten Gerüst mit zwei bis vier Bühnen (Abb. 4). Auf jeder Bühne und vom Boden aus wurden 11 Bohrlöcher vorgetrieben. Hier wurde zuerst in der Mitte, dann auf den Seiten gesprengt, wobei der Fels nach innen fortbrach. Es wurden auch 5 Löcher übereinander gebohrt und abwechselnd gesprengt. In jeder Arbeitsschicht wurden 5 Abschnitte gesprengt bei je 3—3,5 m Vortrieb. Mit 290 kg Sprengstoff wurden etwa 110 m³ fester Fels oder 140 m³ loses Gestein gelöst.

Im Kraftwerkstunnel wurden mit wenig Schalung glatte Wände hergestellt, um die Reibung und die Bildung von Schlammteilchen zu vermindern, die die Turbinen angreifen

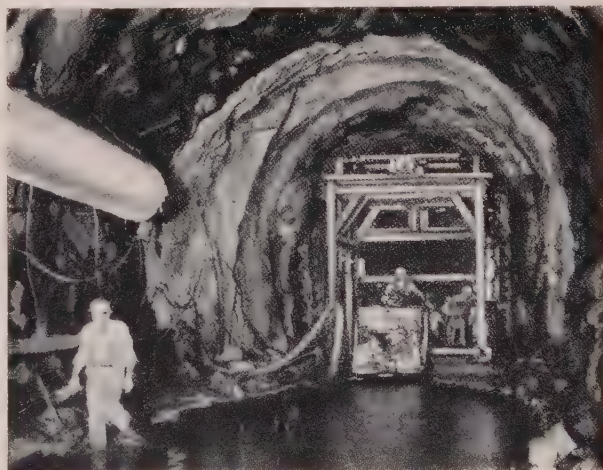


Abb. 4. Dreistöckiges Gerüst im Tunnel.

konnten. Spalten im Fels wurden ausgemeißelt und mit Beton ausgepreßt, der bei größerer Stärke bewehrt wurde.

Statt eines Wasserschlosses wurden zwei weite, etwa 100 m lange waagrechte Stollen angeordnet, in denen sich der Wasserdruk bei plötzlicher Änderung ausgleichen kann. Der Kraftwerkstunnel endet über den zwei 75 000 kW-Turbinen in die Fallrohre.

Die Mammoth-Talsperre gehört zu den neuesten Kraftanlagen der Big Creek Company am Westhang der Sierra Nevada von Californien, die 8 Kraftwerke von zusammen 690 000 kW, 5 Talsperren und einige Tunnel enthält, von denen der größte 22 km lang ist. Der Bau der Gesamtanlage begann bereits 1911. — [Nach: High Earth Dam Plugs Narrow Canyon for Power. Engng. News Rec. 164 (1960), Nr. 14, S. 44—51.]

W. Ihlenburg, Frankfurt/Main.

DK 624.194.24 : 624.152/.153 (759)

Bau einer mit Zugpfählen verankerten Tunnelsohle in offener Baugrube unter Wasser

Bei Ft. Lauderdale in Florida (USA) mußte ein Tunnel gebaut werden, um eine Staatsstraße unter dem New River hindurchzuführen. Dort besteht der Untergrund aus sehr porösem Kalkstein, auf dem der Tunnel größtenteils aufliegt, sowie einer Überdeckung aus Sand mit Korallenbänken. Der Grundwasserspiegel lag rund 1 m unterhalb der flachen Geländeoberfläche. Die Tunnelsohle liegt an der tiefsten Stelle rd. 15 m unter dem Wasserspiegel.

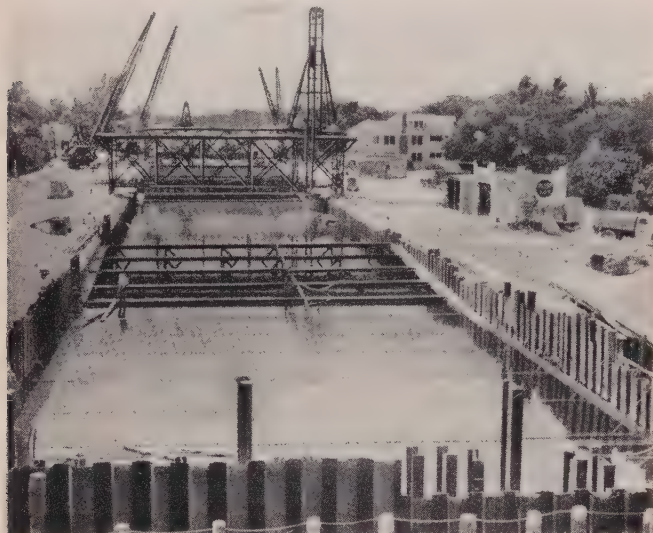


Abb. 1.

Der Tunnel wurde zwischen senkrechten Spundwänden in einer 24 m breiten Baugrube hergestellt (Abb. 1). Aushub und Herstellung der Betonsohle mußten unter Wasser vorgenommen werden. Entleerung der Baugrube wurde erst möglich, nachdem mit der Tunnelsohle eine Abdichtung nach unten geschaffen worden war. Um dem Wasserauftrieb durch das Eigengewicht der Tunnelsohle das Gleichgewicht zu halten, wäre eine Dicke von mehreren Metern erforderlich gewesen. Statt dessen wurde eine nur 1,2 m dicke Betonsohle ausgeführt, die durch 2500 Zug-

pfähle von 6 bis 22 m Länge in Abständen von 1 bis 3 m in den Untergrund verankert ist. Diese Pfähle mußten unterhalb der wassergefüllten Baugrube hergestellt werden. Andererseits waren dadurch nur ein erheblich geringerer Aushub und ein entsprechend einfacher Ausbau der Baugrube sowie nur ein Bruchteil der Betonmenge erforderlich.

Beim Rammen der 6 bis 22 m langen Spundbohlen wurden mit drei Kränen auf Raupenfahrwerk gearbeitet. Ein Kran stellte die Bohlen auf und fädelt ihre Schlösser ein, wobei ein 8,5 m hohes und 12 m langes stählernes Führungsgerüst, das von den Kränen versetzt werden konnte, als Schablone diente. Die beiden anderen Kräne setzten Druckluft-Rammhämmer die Bohlen. Mit dieser Arbeitsweise konnten 550 m Spundwand in 90 Tagen gerammt werden. Anschließend wurde der Aushub zwischen den Spundbohlen größtenteils mit Schürfkübeln vorgenommen. Nach Erreichen von 6 bis 8 m Aushubtiefe neigte sich die Spundbohlen jedoch merklich nach innen, so daß Gurt- und horizontale Steifen eingebaut werden mußten. Der weitere Aushub zwischen den Aussteifungen mit Greifern war unendlich und zeitraubend.

Zur Herstellung der Zugpfähle wurde eine Fachwerkbrücke benutzt, welche die Baugrube überspannte und auf Schienen, die oben auf den Spundwänden angebracht waren, in Längsrichtung verfahren wurde. Auf der Brücke selbst war eine Ramme in Querrichtung fahrbar. Mit dieser Ramme wurde zur Herstellung eines Pfahls zunächst ein rd. 18 cm weites Stahlrohr mit abstoßbarer, verlängerter Spitze eingerammt, in das kein Boden bzw. Gestein eindringen konnte. Dann wurde es mittels eines Rohres von 1 Zoll ϕ mit Zementmörtel gefüllt, in den der eigentliche Anker, ein kalt verformter Bewehrungsstahl mit angeschweißten Zentrierungen sowie Knaggen zur Lastübertragung am obersten Ende, eingesetzt wurde. Danach wurde das äußere Stahlrohr wieder gezogen, wobei es, um den horizontalen Druck im frischen Mörtel zu erhöhen, ständig bis zu seinem oberen Ende mit Wasser gefüllt wurde. Auf diese Weise ist es gelungen, den vorher von der Rohrwand eingenommenen Hohlraum zu füllen und eine ausreichende Verbindung des Pfahls mit dem Untergrund zu erreichen.

Alle Zugpfähle wurden nach dem Abbinden von einer zweiten fahrbaren Brücke aus zur Probe mit 30 t belastet (rechnerische Gebrauchslast 20 t). Anschließend wurde die Sohlplatte des Tunnels in rd. 20 m langen Abschnitten im Kontraktorenverfahren betoniert. Sie erwies sich nach dem Auspenden des Wassers als ausreichend dicht. [Nach: New Cofferdam Sealing Technique Saves Excavation and Concrete. Constr. Meth. 4 (1960), Nr. 3, S. 102—104.]

Dr.-Ing. H. Neuber, Krefeld.

Buchbesprechungen

DK 693.56 : 624.012.46 : 624.21.012.46 (022) = 20

Preston, H. K.: Practical Prestressed Concrete (Spannbeton für die Praxis). X u. 340 S., 15 $\times$ 23 cm, mit zahlr. Abb. New York/Toronto/London: McGraw-Hill Book Comp., Inc. 1960. Geb. 89/- sh.

Der Verfasser, der Angehöriger des amerikanischen Drahtherstellers John A. Roebling's Sons Corporation ist, bemüht sich, dem Leser den Spannbeton in zahlreichen Beispielen zu erklären.

Neben einigen allgemeinen Erläuterungen über die Grundlagen des Spannbetons, einigen Hinweisen über Materialeigenschaften der Baustoffe Beton und Stahl, kurzen Beschreibungen einiger Spannbetonverfahren werden u. a. folgende Konstruktionen besprochen und z. T. ausführlich durchgerechnet:

Einfeldbrücke mit Vorspannung mit Verbund. Im Spannbett vorgespannte Rippenplatte für ein Dach aus Leichtbeton. Spannbetonträger mit nachträglichem Verbund. Spannbetonpfähle, Hohlkasten, Lift-Slabs. Weiterhin finden sich einige Bemerkungen über Durchlaufträger und einige wenige Angaben über Ausführungsfragen. In mehreren Anhängen finden sich Angaben über Drahtsorten, Diagramme zur Bestimmung der Momente aus Verkehrslasten für Brückenträger, die amerikanischen Spannbetonbestimmungen, Bestimmungen der amerikanischen Brückenbehörden, Erläuterungen zu den Empfehlungen zur Ausführung von Spannbetonkonstruktionen und schließlich Bestimmungen über die Anwendung von 7drähtigen Litzen als Spannglieder.

Die durchgerechneten Beispiele folgen eng den Anweisungen der amerikanischen Empfehlungen zur Ausführung von Spannbeton (ACI-ASCE Recommendations), die auch in vollem Wortlaut abgedruckt sind. Jedes Beispiel ist in 10 Schritte unterteilt, die rezeptartig alle auszuführenden Rechenoperationen vermitteln. Die Art und Weise der Berechnung unterscheidet sich jedoch in wesentlichen Punkten von den bei uns gebräuchlichen Verfahren und geforderten Nachweisen. Das Buch wird daher nicht ohne weiteres den Konstrukteuren in

Deutschland nützlich sein können. Es kann aber als wertvolle Informationsquelle zum Studium der Konstruktionspraxis in USA angesehen werden.

W. Zerna, Hannover.

DK 624.073.1 (082.1 : 023)

Günter, H. v.: Platten mit freien Rändern. Mitteilungen aus dem Institut für Baustatik a. d. Eidg. Technischen Hochschule in Zürich, Nr. 35. 94 S., 15,4 $\times$ 22,4 cm, mit 28 Abb., Zürich: Verlag Leemann 1960. Brosch. 12,— Sfr.

Der Verfasser behandelt im wesentlichen die im Mittelpunkt gelagerte Rechteckplatte mit vier freien Rändern. Der Auflagerdruck wird entweder als Einzelkraft oder als gleichmäßig über eine Rechteckfläche verteilt angenommen. Die Belastung ist hinsichtlich der Symmetrieachsen nur in einer Richtung veränderlich und außerdem symmetrisch.

Ausgangslösung ist die Rechteckplatte mit je einem freien und einem frei drehbar gelagerten Randpaar, belastet mit den äußeren Kräften der vorgegebenen Platte. Die längs der gelagerten Ränder verbleibende „Nullbelastung“ (Gleichgewichtssystem) wird durch ein hyperbolisch-trigonometrisches „Korrekturfunktion“ mit drei Frewertgruppen weggeschafft. Zwei davon werden wie üblich analytisch bestimmt, für die dritte benützt der Verfasser das „Knotenlastverfahren“ (siehe vorstehende Bespr.: Mathys). Dieses wird auch hier ausführlich besprochen und an Hand der Quadratplatte mit Gleichlast vorgeführt. Durch Vergleich der numerischen Ergebnisse mit jenen einer gleich gelagerten und belasteten Kreisplatte wird eine einfache Näherungsformel für das maximale Moment der Quadratplatte gewonnen; es zeigt sich nämlich, daß die $m_{\max}$ wenig von einander abweichen.

„Bemessungsformeln“ und „Vereinfachungsanweisungen“ für Plattenberechnungen — mit welchen sich der Verfasser noch eingehender befaßt — verlieren allerdings immer mehr an Bedeutung in dem Maße als das Tabellenmaterial für Platten verschiedener Stützung, Belastung und Querdehnungszahl wächst (vgl. z. B. Betonkalender).

E. Tungl, Wien.

681.142.8-523.8 : 530.17 (023)

Güntsch, F. R.: Einführung in die Programmierung digitaler Rechenautomaten, mit besonderer Berücksichtigung der Z 22. S., 16 × 23 cm. Berlin: Walter de Gruyter & Co. 1960. 24,— DM.

Bevor man einen Rechenautomaten für die Lösung von Ingenieurproblemen einsetzen kann, muß man — oft umfangreiche — Vorarbeiten leisten, nämlich erstens ein für automatisches Rechnen geeignetes Rechenverfahren aussuchen oder entwickeln (also etwa die Aufgabe klären, ob ein spezielles Gleichungssystem iterativ oder direkt gelöst werden soll), zweitens den geplanten Rechenprozeß in die Rechenoperationen zerlegen, die ein Rechenautomat ausführen kann. Güntsch behandelt das letztgenannte maschinenorientierte Problem und bespricht, nach Erläuterung von technischen Realisierungen, Zahlendarstellungen und Befehlslisten, sehr gründlich die wichtigsten Möglichkeiten zu einer effektiven und bequemen Benutzung von Rechenautomaten, z. B. Bildung von Zyklen und Unterprogrammen, Verwendung symbolischer Adressen, verschiedene Arten von Adressen-Änderungen sowie Programme zum Protokollieren, in- und auswertende Programme, Superprogramme und Leseprogramme. Abgelassen wird alles, was für den Anfänger weniger wichtig ist, wie z. B. der Betrieb gestaffelter Speicher, Einsatz von Magnetbändern und die Konstruktion von Formelübersetzern. Die Darstellung ist übersichtlich gegliedert, und Feststellungen allgemeiner Art wechseln mit inaktiven Beispielen ab, die nur elementare mathematische Kenntnisse voraussetzen. Als Beispiel-Maschine wird die Z 22 genommen. Man kann auch jeder gern zu einer Einführung greift, die „seiner“ Maschine bevorzugt, so darf man die vorliegende Einführung doch auch auf andere Rechenautomaten übertragen, u. a. weil außer den Programmen im Code der Z 22 noch sorgfältig angelegte Flußdiagramme und algorithmische Rechenpläne verwendet werden. Die neueste Entwicklung, die auf eine international anerkannte Formelsprache zielt und es ermöglichen soll, technisch-wissenschaftliche Probleme unabhängig von speziellen Maschinen-Eigenschaften zu programmieren, bleibt unberücksichtigt. Das mindert nicht den Wert des Buches, denn es gibt Übersetzer für Programme, die in einer Formelsprache wie ALGOL abgefaßt sind, erst für wenige Maschinen.

J. v. Peschke, Darmstadt.

526.918 : 72.025.4 (023)

Raab, K. O.: Architekturbildmessung. 60 S., 21 × 29,7 cm, 60 Abb. Zu beziehen durch den Verfasser, Karlsruhe, Bau-sterstr. 8 a. Brosch. 12,— DM.

Heute, nach den Zerstörungen des letzten Krieges, hat ein Ver-
fahren für den Wiederaufbau große Bedeutung: die Architektur-
photogrammetrie.

Immer, wenn ein wertvolles Bauwerk wiederhergestellt werden
soll, von dem nur noch Photographien vorliegen, und meist, wenn
sich z. B. um wegen ihrer Unzugänglichkeit oder ihrer kom-
plexen Formen schwierig untermittelbar aufzumessende Bauwerke
handelt, aber auch schon, wenn es gilt, umfangreiche Bauaufnahmen
aus wirtschaftlichen Gründen durchzuführen, überhaupt bei denkmal-
politischer Neuaufnahmen wird man sich mit großem Erfolg der
Architekturphotogrammetrie bedienen.

Diesen Aufgaben dient die vorliegende Monographie.

Die Architekturphotogrammetrie ist die älteste Anwendung der
Photogrammetrie in Deutschland. von Meydenbauer vor über hun-
dert Jahren eingeführt; die 1885 in Berlin gegründete Königlich
preussische Meßbildanstalt, spätere Staatliche Bildstelle, arbeitete
bis 1945. Das abtransportierte Plattenarchiv von 929 Kisten ist 1960

an die Humboldt-Universität zurückgegeben worden. Da der zer-
störte Meßbildanstalt keine Arbeits-Nachfolgerin erstand, sondern
in Berlin und München nur Archive eingerichtet worden sind, wird
im Einzelfall in erhöhtem Maße die persönliche Tatkraft aufgeboten
werden müssen.

Hierfür ist die Schrift ein ausgezeichnete Leitfaden und Helfer.
Zunächst wird die Aufgabe definiert, wozu hier bemerkt sei, daß
sich der Auswerter in der darstellerischen Überarbeitung seiner
photogrammetrischen Kartierungen jeder idealisierenden Auffassung
und Tätigkeit enthalten und das Bauwerk so darstellen sollte, wie
es tatsächlich ist.

Es werden dann Instrumente und Verfahren der Aufnahme und
Rekonstruktion ausführlich behandelt, Möglichkeiten aufgezeigt und
Hinweise für die Überarbeitung der Ergebnisse, deren Genauigkeit
und Kosten gegeben.

Mit Beispielen und einem ausführlichen Schrifttumsverzeichnis
schließt die Abhandlung, die als Ratgeber und Anleitung auch in
ähnlichen Sonderanwendungen der Photogrammetrie, z. B. auf dem
Gebiet des Bauingenieurwesens außerordentlich zu empfehlen ist.

R. Burkhardt, Berlin.

Neuerscheinungen

**Wedler, B.: Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahl-
beton**. 7. berichtigte u. erw. Aufl. XXVIII u. 544 S., 14,7 × 21 cm,
mit 219 Abb. u. 155 Tafeln. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 1960.
Brosch. 17,— DM; geb. 19,80 DM. — Die Neuauflage erfolgt mit
Rücksicht auf wesentliche Änderungen und Ergänzungen in gültigen
Bestimmungen seit Erscheinen der 6. Auflage. Ebenfalls findet man
erstmalig aufgenommene neue Normblätter.

Oberflächenschutz von Stahl durch Anstriche. Merkblatt Nr. 269
der Beratungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf, Kasernen-
straße 36. — Über die verschiedenartigsten Anstrich- und Ent-
rostungsverfahren sowie über die Ausführung der Anstriche wird
zusammenfassend berichtet. Ebenfalls ist eine Übersicht über die
diesbezüglichen Normen und Vorschriften für Anstriche, Anstrich-
mittel und ihre Rohstoffe sowie Lieferbedingungen angegeben.

Schulze, W. E.: Berechnungen im Grundbau. IV u. 42 S.,
16 × 23 cm, mit 42 Abb. Stuttgart: B. G. Teubner 1960. Brosch.
5,80 DM.

**Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grund-
bau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen**, Heft 22.
Akal, K.: Die strukturellen Eigenschaften von Schluff. 96 S., 14,7
× 21 cm, mit 31 Abb. Aachen 1960. Brosch. 8,— DM. Bestellungen
sind direkt an das Institut zu richten.

**Graudenz, H.: Momenten-Einflußzahlen für Durchlaufträger mit
beliebigen Stützweiten**. 3. Aufl. IV u. 90 S., 15,5 × 23 cm, mit
14 Abb. u. 80 Zahlentafeln. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer
1960. Brosch. 7,50 DM.

**Lorenz, H.: Forschungsergebnisse auf dem Gebiete der Boden-
mechanik als Wegbereiter für neue Gründungsverfahren**. G. Gar-
botz: Die Bedeutung der Baumaschinen- und Baubetriebs-Forschung
für die Praxis. Arbeitsgemeinschaft für Forschung des Landes Nord-
rhein-Westfalen, Heft 68. 116 S., 16,5 × 24 cm, mit zahlr. Abb.
Köln und Opladen: Westdeutscher Verlag 1959. Brosch. 11,— DM.

Mitteilungen über Forschung und Konstruktion im Stahlbau,
Heft 26. Kollbrunner, C. F., und C. Massa: Hydraulische Abkant-
presse HAP, Neuentwicklungen und Verbesserungen (deutsch/fran-
zösisch). 53 S., 15,5 × 22,5 cm, mit 12 Abb. Zürich: Leemann 1960.
Brosch. 7 sFr.

Verschiedenes

o. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Hermann Grengg

70 Jahre

Es ist schwer, dieser umfassenden Persönlichkeit im Rahmen
einer kurzen Würdigung gerecht zu werden, verkörpert sich doch
Hermann Grengg die beste Bauingenieurtradition und steht doch sein
Leben unter dem glücklichen Stern einer reichen künstlerischen
Tätigkeit.

1891 in Judenburg (Steiermark) als Sohn des Bezirksbau-
ingenieurs Franz Grengg geboren, hat er schon frühzeitig seine
Leidenschaft zum Bauingenieurberuf entdeckt und während seines
Studiums an der Technischen Hochschule in Graz bei aus-
gezeichneten Lehrern wie Ferdinand Wittenbauer und
Friedrich Forchheimer die grundlegenden Ingenieurwissen-
schaften gehört. Der 1. Weltkrieg sah Grengg während seiner
Leidenschaft an der Front, zuletzt als Führer einer Hoch-
druckgesellschaft. Aus dem Zusammenbruch des Jahres 1918
kam er mit der mehrfach verwundete und ausgezeichnete Ober-
mannschaft d. R. als Assistent an die Lehrkanzel für Baumechanik
an der Heimathochschule. Schon bald darauf mußte er ein Jahr
in der erkrankten Vorstand Prof. Dr. Postuvanschtz
übernehmen.

Seine Laufbahn in der Praxis begann mit einer zweijährigen
Tätigkeit bei einer Grazer Baufirma. Der entscheidende Schritt

war jedoch der Eintritt in die STEWEAG im Jahre 1922, am
Tage der Gründung dieser Gesellschaft. Volle 16 Jahre machte
Grengg den schwierigen Aufstieg dieses Unternehmens aus
ersten Anfängen zu seiner bedeutenden Stellung im Ausbau der
österreichischen Wasserkraft mit. Grengg war als Ingenieur,
Oberingenieur und Direktor an der Projektierung und am Bau
des Kurzspeicherwerkes Teigtisch, der Murlaufwerke Pernegg
und Mixnitz und der Talsperre Pack maßgeblich beteiligt und
hat schon frühzeitig die günstigen Möglichkeiten des Enns-
ausbaues erkannt und mit Geländestudien und Entwürfen be-
legt. Die späten Früchte dieser Tätigkeit, das Musterkraftwerk
Hieflau des Jahres 1955, konnte Grengg aus der übergeordne-
ten Schau heraus reifen sehen.

Der 1930 erfolgten Promotion zum Doktor der technischen
Wissenschaften, mit Auszeichnung, folgte 1937 die Habilitation
an der Heimathochschule für das Fachgebiet „Wasserkraftwirt-
schaft“. Als Lehrbeauftragter hat Grengg durch eine Reihe
von Jahren, aus reicher eigener Erfahrung schöpfend, den
Grundbau gelesen.

1938 wurde Grengg in den Vorstand der Alpenelektrikerwerke
berufen. Der Schwerpunkt seiner Tätigkeit lag hier in den An-
lagen an der Drauf und in den Hohen Tauern. So wurden die
Laufwerke Lavamünd, Draufburg und Marburg erstmalig als
Pfeilerkraftwerke gemeinsam mit H. Lauffer geplant und bis

auf Marburg fertiggestellt. Mit der Staumauer des Gerlospeichers hielt der Gewölbemauerbau in Österreich seinen Einzug.

Die Planung des Tauernkraftwerkes Glockner-Kaprun hat Grengg vor eines der schwierigsten Probleme des Wasserkraftausbaues der Alpen gestellt. Nach eingehendem Studium mehrerer Varianten hat Grengg der endgültigen Lösung Gestalt verliehen und die große Gewölbemauer Limberg als zweckmäßigste Sperrtype vorgeschlagen. Der fortschreitende Krieg verhinderte jedoch die Weiterführung der Bauarbeiten.



Der Zusammenbruch des Jahres 1945 traf Grengg mit aller Härte. Er mußte als freiberuflicher Ingenieur von neuem beginnen und die Verwirklichung seines Großprojektes Kaprun war in fremde Hände gelegt worden. Die Marksteine dieser Tätigkeit sind die Gewölbemauern Salza, Hierzmann und Ranna und eine Mitarbeit an der Hauptalsperre des Tauernprojektes.

Zu Beginn des Jahres 1948 wurde Grengg primo et unico loco an die Technische Hochschule in Graz, an jene Lehrkanzel, die einst sein Lehrer Fordheimer inne hatte, berufen.

Hier pflegt Grengg seither in glücklicher Form die Verbindung der wissenschaftlichen — durch Versuche gestützten — Forschung mit der praktischen Ingenieurbaukunst und vermittelt seinen Hörern Wissen und ingenieurmäßiges Denken. Immer wieder wird er als Gutachter zu bedeutenden Fragen der Energiewirtschaft Österreichs und zu schwierigen Bauvorhaben geholt.

Grengg hat etwa 50 wissenschaftliche Arbeiten und Berichte in namhaften Fachzeitschriften veröffentlicht. Sie behandeln in einem ungemein klaren und schönen Stil die Grundgedanken seiner Entwürfe und allgemeine Probleme des Wasserkraftausbaues und der Wasserwirtschaft. Seine vielen Vorträge im In- und Ausland haben stets eine außerordentliche Anziehungskraft auf die Ingenieure ausgeübt.

Die Schaffenskraft Grenggs konnte auch durch zwei schwere Erkrankungen nicht gebrochen werden. Noch mitten im Hochschulleben stehend, spricht er bereits von Plänen für drei Bücher für die Zeit seiner Emeritierung.

Es war mir nur möglich, aus diesem markanten Ingenieurleben besonders bemerkenswerte Stationen aufzuzählen. Grengg verstand es in glücklicher Weise, seinen Beruf mit seiner Naturliebe zu verbinden, und so mag es wohl auch gekommen sein, daß er seine Bauwerke in seltener Harmonie in die Landschaft eingefügt hat.

Seine Freunde, Mitarbeiter und Schüler wünschen ihrem verehrten Lehrer und Meister noch viele Jahre reichen Schaffens.

H. Beer, Graz.

Dr.-Ing. E. h. Rudolf Christiani gestorben

Herr Dr.-Ing. E. h. Christiani verstarb am 20. Dezember 1960 im Alter von 84 Jahren. Er studierte Bauingenieurwesen und war einer der Bahnbrecher des Stahlbetonbaus, dessen Entwicklungsmöglichkeiten für den konstruktiven Ingenieurbau er frühzeitig erkannte. 1904 gründete er in Kopenhagen die Firma Christiani & Nielsen.

Viele große und interessante Bauwerke des Hoch-, Tief- und Wasserbaus zeugen von seinem Können.

Christianis Leistungen fanden Anerkennung durch zahlreiche Ehrungen. Die Technische Hochschule Braunschweig verlieh ihm 1927 die Würde eines Ehrendoktors, und 1952 ernannte sie ihn zum Ehrensensator. 1939 wurde er Ehrenmitglied der Hafenbautechnischen Gesellschaft und 1952 des Architekten- und Ingenieur-Vereins Hamburg.

Prof. Dr.-Ing. E. h. Göderitz, Braunschweig

Prof. Dr.-Ing. E. h. F. W. Neuffer †

Am 9. Dezember 1960 verschied kurz nach Vollendung seines 78. Lebensjahres Prof. em. Dr.-Ing. E. h. Regierungsbaumeister a. D. Friedrich Wilhelm Neuffer in Dresden. Das Lebenswerk des Verstorbenen ist zu seinem 75. Geburtstage im Bauingenieur 32 (1957) S. 483 gewürdigt worden.

Unter großer Anteilnahme aus Ost und West wurde am 15. Dezember 1960 die sterbliche Hülle Professor Neuffers auf dem Waldfriedhof Weißer Hirsch in Dresden zu Grabe getragen; Freunde und Fachkollegen nahmen Abschied von einem Manne, dessen wissenschaftliches und menschliches Wirken nicht vergessen bleiben wird.

Prof. Dr.-Ing. Herberg, Bensheim a. d. B.

Arbeitsausschuß für Hochstraßen

Vom Vorstand des Deutschen Stahlbauverbandes wurde die Einsetzung des obigen Arbeitsausschusses beschlossen. Herr Professor Dr.-Ing. Wolf wurde zu dessen Obmann bestellt. Dieser Ausschuß hat die Aufgabe, sowohl grundlegende Fragen zu studieren, als auch konstruktive Beispiele auszuarbeiten.

9. Deutsche Kunststofftagung Berlin 1961

Die diesjährige Deutsche Kunststofftagung findet vom 12. bis 14. April in der Kongreßhalle in Berlin statt. Es werden folgende Themen behandelt:

Kunststoff-Physik, Verstärkte Kunststoffe, Industrielle Kunststoff-Verarbeitung, Kunststoffe in der Bautechnik,

Handwerkliche Verarbeitung von Kunststoff-Halbzeug, Kunststoffe für Verpackungen und Behälter.

Alle, das Tagesprogramm betreffenden Anfragen sind richten an die Arbeitsgemeinschaft Deutsche Kunststoff-Industrie Frankfurt/M., Karlstr. 21 (Tel. 33 45 17).

Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft Köln 1961

Diese Tagung findet gemeinsam mit der 27. Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft vom 8. bis 10. März 1961 in Köln statt. Nähere Auskünfte durch die Geschäftsstelle der HTG, Hamburg, Dalmannstr. 1, Tel. 32 10 21.

Ideenwettbewerb „Unterirdisches Bauen“ (Schmitz-Scholl-Wettbewerb)

Die Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e. V. (STUVA) schreibt einen Ideenwettbewerb (gemäß GRW 19) aus, zur Erlangung von Entwürfen für zwei unterirdische Mehrzweckbauwerke, die dem Verkehr und der gewerblichen Wirtschaft, gleichzeitig aber auch dem Bevölkerungsschutz dienen sollen (vgl. die besondere Anzeige in diesem Heft). Teilnahmeberechtigt sind alle freischaffenden, angestellten und amtierten Ingenieure und Architekten deutscher Staatsangehörigkeit (auch in Arbeitsgemeinschaften!), die ihren ständigen Wohnsitz in der Bundesrepublik oder Westberlin haben; auch deutsche Studierende der einschlägigen Fachgebiete sind zugelassen.

Es sind 4 Preise mit einer Gesamtsumme von DM 90 000 vorgesehen, für Ankäufe sind DM 35 000,— bereitgestellt.

Die Wettbewerbsbedingungen sind bei der Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e. V., Düsseldorf, 1. Serswerther Str. 135, zu erfragen. Letzter Termin für die Abgabe der Entwürfe ist der 1. März 1961. Die Wettbewerbsunterlagen müssen bis zum 30. Juni 1961, 24 Uhr bei der STUVA abgegeben werden.

DIN

DIN 4118: Fördergerüste für den Bergbau; Lastannahmen und Berechnungsgrundlagen — Ausgabe September 1960.

Gefäße, Behälter aus Stahl für flüssige Mineralöle und Gasen — Ausgabe September 1960.

DIN 6616 und 6617: Liegende Behälter.

DIN 6618 und 6619: Stehende Behälter.

DIN 6620: Lagerung von Heizöl in Kellerräumen.

Für sämtliche Normen ist die Einspruchsfrist der 31. März 1961.

In Bearbeitung sind:

15019 Krane; Blatt 1: Ortsfeste Krane, Schienen-Drehkrane, Turm-Drehkrane, Schwimmkrane; Blatt 2: Gleislose Ausleger und Drehkrane. — Einspruchsfrist bis 20. April 1961.

1055 Lastannahmen für Bauten; Lagerstoffe, Baustoffe und Bauteile. — Einspruchsfrist bis 20. April 1961.

Energiebilanz und Rentabilität von Heizkraftwerken

Von Dr.-Ing. Herbert Bachl,

Werkdirektor der Stadtwerke-Elektrizitätswerke
München

Mit 20 Abbildungen. 78 Seiten Gr.-8°. 1961. DM 18,—

INHALTSÜBERSICHT

Energietechnik und Heizkraft · Aufgabenstellung, Bezeichnungen und Symbole · Prinzipschaltungen und Energiefluß von Heizkraftwerken · Maßnahmen zur Steigerung der Energieausbeute · Schaltungen und Temperaturverlauf der Heizwärmeübertragung · Energiebilanzen von Heizkraftwerken · Annahmen und Rechnungsgang für Vergleiche verschiedener Auslegungen von Heizkraftwerken · Vergleich von Kraftwerksleistung und Kapitalbedarf bei gleicher Jahresstromabgabe · Vergleich von Kraftwerksleistung und Kapitalbedarf bei gleicher Jahresheizwärmeabgabe · Zusammenfassung · Literatur- und Sachverzeichnis.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

Mollier- i,x -Diagramme für feuchte Luft

in den Einheiten des Internationalen Einheitensystems

Von Dr.-Ing. HANS DIETER BAEHR,

o. Professor und Direktor des Instituts für Thermodynamik der Technischen Universität Berlin

Mit 12 Abbildungen und 3 Diagrammen. 23 Seiten DIN A 4.

1961. Steif geheftet DM 12,—

INHALTSÜBERSICHT

Bemerkungen zu den verwendeten Einheiten · Feuchte Luft: Gas-Dampf-Gemische. Der Wassergehalt der feuchten Luft. Ungesättigte feuchte Luft. Gesättigte feuchte Luft. Relative Feuchtigkeit und Feuchtegrad · Enthalpie und Volumen feuchter Luft: Die spez. Enthalpie trockener Luft. Die spez. Enthalpie von Wasser. Die Enthalpie feuchter Luft. Das Volumen feuchter Luft · Das i,x -Diagramm: Das Gebiet der ungesättigten Luft. Das Nebelgebiet. Der Randmaßstab. Änderung des Gesamtdruckes. Berechnete i,x -Diagramme · Anwendungen des i,x -Diagramms: Erwärmung und Abkühlung bei $x = \text{const.}$ Mischung zweier Luftmengen. Zusatz von Wasser oder Wasserdampf. Wärme- und Stoffaustausch · Literatur.

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler,
Technische Universität Berlin,

Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,

Springer-Verlag,

Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts eines Beitrages für die Zeitschrift „Der Bauingenieur“ erwirbt der Springer-Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder, einschließlich des Rechts der photomechanischen Wiedergabe oder einer sonstigen Vervielfältigung. — Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen nicht vorher an anderer Stelle veröffentlicht worden sein und auch später nicht anderweitig, weder im Inland noch im Ausland, veröffentlicht werden. Ausnahmen von dieser Regel bedürfen einer entsprechenden Vereinbarung zwischen Autor, Herausgeber und Verlag.

Photokopien: Auf Grund des zwischen dem Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. und dem Bundesverband der Deutschen Industrie abgeschlossenen Rahmenabkommens ist jedoch die Anfertigung photomechanischer Kopien eines Beitrages gewerblichen Unternehmen für den innerbetrieblichen Gebrauch gestattet, sofern der Hersteller oder Benutzer jede Seite dieser Kopie mit einer Gebühren-Wertmarke im Betrag von DM 0,10 kenntlich macht. Diese Marken sind zu beziehen vom Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. (Inkasso-Stelle), Frankfurt/M., Großer Hirschgraben 17/19. (Der Verlag läßt diese Beträge den Autorenverbänden zufließen.) Die Verpflichtung zur Verwendung von Gebühren-Wertmarken entfällt, falls der Hersteller von Kopien mit dem Springer-Verlag ein Pauschalabkommen über die Kopie-Gebühren-Entrichtung vereinbart hat.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresabschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01, Fernschreib-Nr. 01—83 319) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin · Göttingen · Heidelberg

Elektronenrechner für Statiker?



Mit dem neuen Elektronenrechner IBM 1620 wurde für den Ingenieur ein modernes Hilfsmittel geschaffen. Rentabilität und einfache Bedienung waren oberster Grundsatz.

Die IBM 1620

entlastet den Ingenieur von seiner Routinearbeit, bietet die Möglichkeit exakter Berechnungen bei wirtschaftlichem Aufwand, erlaubt termingerechtes Durchrechnen verschiedener Varianten, hilft Zeit und Kosten sparen.

Anwendungsbeispiele:

Im Hochbau:

Ermittlung der Stabendmomente von verschieblichen Stockwerkrahmen.

Im Brückenbau:

Aufstellen und Auswerten von Einflußlinien für Durchlaufträger mit variablem Trägheitsmoment.

Im Schalenbau:

Errechnen der Schnittkräfte für Zylinderschalen mit Randversteifungen und variabler Stützweite.

IBM

Elektronische
Rechenanlagen

Praktisch läßt sich jede Genauigkeit erreichen; in Festkommarechnung durch variable Zahlenlänge – in Gleitkommarechnung durch variable Mantissenlänge.

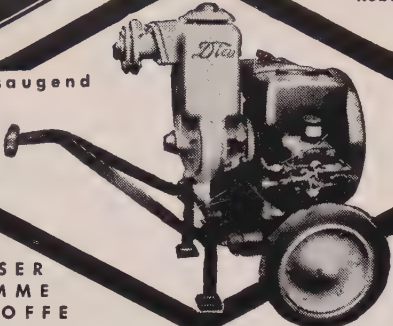
Beratung und Auskunft
durch die Mathematische Abteilung der IBM Deutschland
in Sindelfingen bei Stuttgart

KREISELPUMPEN

Dia

Robuste Helfer
am Bau

selbstansaugend



FÜR
ABWÄSSER
SCHLÄMME
DICKSTOFFE

HAMMELRATH & SCHWENZER
PUMPENFABRIK KG. Abt. A DUSSELDORF
Ausgestellt auf der „BAUMA“ München vom 18.—26. 3. 1961 — Block 5/4

VERMESSUNGS - INSTRUMENTE

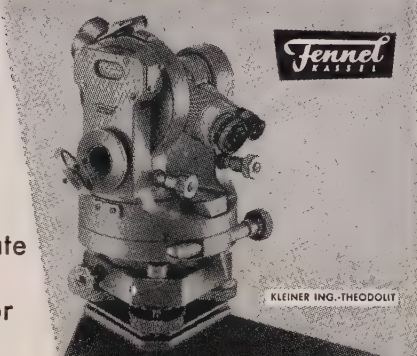
Nivelliere

Theodolite

Tachymeter

Grubengeräte

und Zubehör



OTTO FENNEL SÖHNE KG · KASSEL

Moderne Kautschukerzeugnisse für das

BAUGEWERBE

Für alle Einsatzzwecke liefern wir

Gummitteile aus

Naturkautschuk und

Synthetischem Kautschuk

in bewährten Ausführungen

Unsere **NEOPRENE***-Qualitäten
sind aufgebaut nach den
Spezifikationen der **AASHO**

Zum Einsatz kommen:

Fugenbänder - Formteile - Platten - Streifen
bewegliche Unterlagen - Abdichtungen aller Art

* Du Pont

**NEW-YORK HAMBURGER
GUMMI-WAAREN COMPAGNIE**
Angechl. DR. HEINR. TRAUN & SÖHNE G.M.B.H.
HAMBURG-HARBURG



UMSCHAU (Fortsetzung von Anz.-S. 8)

Erstes Deutsches Atomkraftwerk in Kahl (Main) in Betrieb

Der Reaktor des ersten Atomkraftwerks in der Bundesrepublik Deutschland in Kahl (Main) wurde am 13. 11. 1960 um 22,04 Uhr also nach nur knapp 29 Monaten Bauzeit, das erste Mal kritisch. Dieses Versuchsatomkraftwerk wurde von der AEG für das Rheinisch-Westfälische Elektrizitätswerk AG und für das Bayernwerk AG gebaut. Es handelt sich um ein Versuchsatomkraftwerk von 15 MW elektrischer Nettoleistung mit einem Siedewasserreaktor der US General Electric, der im indirekten Kreislauf bei Naturumlauf betrieben wird. In einer zweiten Ausbaustufe soll die Leistung des Kernkraftwerks auf etwa 30 MW erhöht werden.

Schweißfachlehrgänge nach DVS-Richtlinien

Der Deutsche Verband für Schweißtechnik e. V. (DVS) weist auf die Anfangstermine folgender Lehrgänge hin (T = Tages-, A = Abendlehrgang):

Schweißtechnische Lehr- und Versuchs- anstalt	Schweißfach- ingenieur nach DIN 4100	Schweißfachmann nach DIN 4100
Duisburg Bismarckstr. 85 Tel.: 3 52 55/56	4. Apr. 1961 T 6. Nov. 1961 A	6. März 1961 T
Hannover-Linden Bauweg 1 Tel.: 4 00 76	10. Apr. 1961 T	13. März 1961 T
Mannheim Windeckstr. 104/106 Tel.: 4 11 71	20. Okt. 1961 T	20. Febr. 1961 A
München Lazarettstr. 13 Tel.: 6 57 25	13. Febr. 1961 T 6. März 1961 A	
Saarbrücken Heuduckstr. 91 Tel.: 4 39 02/3	Theoretische Aus- bildung wahr- scheinlich Apr./Mai 1961	Theoretische Aus- bildung wahr- scheinlich Apr./Mai 1961
Stuttgart Kanzleistr. 19 Tel.: 29 97 11	20. Febr. 1961 T	

**Die Berechnung
der Zylinderschalen**

Von Dr.-Ing. A. AAS-JAKOBSEN, Oslo
Mit 30 Abbildungen. XII, 160 Seiten Gr.-8°.
1958. Ganzleinen DM 22,50

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„Auf engem Raum gibt der Verfasser eine wohlgeordnete und klare Übersicht über dieses Teilgebiet der Schalentheorie. Es wird ein Berechnungsverfahren für Zylinderschalen mit kurzen und mittleren Spannweiten angegeben, das von einer sogenannten Modellschale ausgeht. Diese Modellschale besteht aus einem Idealmaterial (Hookesches Gesetz gilt) und hat idealisierte Randbedingungen und Belastungen. Durch die vielen Zahlentafeln soll der Rechenaufwand vermindert werden. Ein besonderer Abschnitt des Buches ist den Stabilitätsuntersuchungen gewidmet.

Das chronologisch geordnete Literaturverzeichnis führt über 200 Arbeiten auf, die die Berechnung der Tonnendächer gefördert haben. Eine jedem der 10 Abschnitte vorangestellte „geschichtliche Übersicht“ rundet das Bild — in einer bei Fachbüchern durchaus nicht immer üblichen Weise — ab . . . „Bautechnik

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

tellenanzeigen:

Die Stadt Duisburg — Ortsklasse S — sucht für den Bau der Stadtautobahn Nord-Süd Straße und die Bauüberwachung der im Zuge dieser Straße im Bau befindlichen 1800 m langen Berliner Brücke

mehrere tüchtige Bauingenieure (HTL)

Vergütung nach TO. A, evtl. Übernahme in das Beamtenverhältnis.

Außerdem wird für die Projektierung von Brücken im Zuge der Stadtautobahn und die Bearbeitung der Berliner Brücke zum 1.4.1961

ein erfahrener Diplom-Ingenieur (TH)

als Hauptsachbearbeiter gesucht.

Vergütung nach TO. A II.

Verheiratete Bewerber erhalten nach den geltenden Bestimmungen Trennungsentschädigung, zusätzlichen Heimfahrtsurlaub und Umzugskostenvergütung. Bei der Beschaffung einer Wohnung ist die Stadt auf Wunsch behilflich.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und beglaubigten Zeugnisabschriften sind binnen 3 Wochen nach Veröffentlichung dieser Ausschreibung unter Angabe der Kennziffer 443 beim **Personalamt der Stadt Duisburg** einzureichen.

Bau-Ingenieurbüro in Karlsruhe sucht zum baldigen oder späteren Eintritt

einen Statiker einen Bauzeichner (für Schal- und Bewehrungspläne)

Geboten wird Dauerstellung in mittelgroßem Ingenieurbüro. Gehalt nach Vereinbarung. Erwartet werden überdurchschnittliche Kenntnisse in erster Linie im Stahlbetonbau oder auch im Holz- und Stahlbau. Bewerbungen mit den üblichen Unterlagen erbeten unter „**Der Bauingenieur 1.266**“ an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Die Landstelle für Baustatik Baden-Württemberg, Sitz Tübingen, sucht zum 1. April 1961 oder für später einen

Diplomingenieur

der Fachrichtung Bauingenieurwesen

mit Baustellenpraxis, gutem theoretischem Wissen und Erfahrung im Aufstellen und Prüfen von statischen Berechnungen und Konstruktionsplänen der Gebiete Stahl-, Stahlbeton- und Holzbau.

Die Anstellung erfolgt privatrechtlich nach TO. A III.

Bewerbungen sind unter Anschluß von Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Lichtbild, Referenzen und einer Liste größerer vom Bewerber bearbeiteter oder geprüfter Bauvorhaben zu richten an das

**Regierungspräsidium Südwürttemberg-Hohenzollern
Tübingen, Nauklerstraße 47**

Bekannter Textilbetrieb im südlichen Niedersachsen sucht für Bauplanung und Bauaufsicht einen jüngeren, tüchtigen

Bau-Ingenieur

Wir erwarten eine gute theoretische Ausbildung und möglichst einige praktische Erfahrungen. Eintritt sofort, spätestens zum 1.4.1961.

Bewerbungen mit handschriftlichem Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften und Gehaltswünschen bitte unter „**Der Bauingenieur 1.278**“ an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Die Stadt Koblenz (Ortsklasse S) sucht zum sofortigen Dienstantritt

einen Tiefbauingenieur

mit abgeschlossener Fachschulausbildung. Vergütung entsprechend nachgewiesener Tätigkeit nach Gruppe Va und IV b TO. A. Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisabschriften möglichst umgehend erbeten an

Stadtverwaltung — Personalamt — Koblenz

HAUENSCHILD
BAUTENSCHUTZ

PROLAPIN
DICHET
MÖRTEL u. BETON

PROLAN
BETON-
VERFLÜSSIGER

PROLANOL
MISCHÖL LP FÜR
BETON-FAHRBAHN-
DECKEN USW.

PROLIT
ABBINDEVERZÜGERER
FÜR BETON

**PROLAX-
BE-**
FÜR ZÄHFESTEN
HAFTMÖRTEL

HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK

Fortsetzung der Stellenanzeigen

Großes modernes Hüttenwerk im Ruhrgebiet mit vielgestaltigen Aufgaben und laufenden sowie geplanten Investitionen sucht für interessante Tätigkeiten

Diplom-Ingenieur des Bauingenieurwesens,

möglichst Fachrichtung „Konstruktiver Ingenieurbau“, mit guten statischen Kenntnissen und konstruktiven Fähigkeiten. Mehrjährige Praxis und vor allem Erfahrungen im Industriebau sind erwünscht.

Bewerber werden gebeten, Zuschriften mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Gehaltswunsch zu richten unter Chiffre-Nr. 0783 an **Werbe-LIEBALD- Düsseldorf**, Benrather Schloßallee 10.

Stellenausschreibung

Für das Hochbauamt der Stadt Gelsenkirchen (rund 390 000 Einwohner, Ortsklasse S) werden zum baldigen Eintritt

2 Statiker

als Sachbearbeiter für die Ingenieurabteilung gesucht.

Bedingungen: Abgeschlossene Ausbildung an einer staatlichen Ingenieurschule für Bauwesen, gute statische Kenntnisse auf allen Gebieten des Ingenieurwesens.

Vergütung nach Verg.-Gr. IV b TO. A; Probezeit vier Monate. Bewerbungen sind mit den üblichen Unterlagen (Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften usw.) innerhalb 14 Tagen nach Erscheinen dieser Ausschreibung unter Angabe der Kennziffer **65.39** einzureichen an

Stadtverwaltung — Hauptamt — Gelsenkirchen

Die **Landeshauptstadt Düsseldorf** sucht für sofort oder später

mehrere Ingenieure für Hochbau

für das Planungsamt, Bauförderungsamt, Hochbauamt und die Feuerwehr (Durchführung der Brandschau) und

mehrere Ingenieure für Tiefbau

für interessante Aufgaben auf den Gebieten der Straßenverkehrstechnik, des Brücken-, Kanal- und Straßenbaues (Entwurf und Neubau).

Die Einstellung erfolgt in allen Fällen zu den Bedingungen der TO. A.

Interessenten werden gebeten, ihre Bewerbung mit den üblichen Unterlagen an die **Stadtverwaltung Düsseldorf — Personalamt** zu richten.

Dipl.-Ing.

langjährige Erfahrung in Bodenmech. und Grundbau (Labor u. Baustelle) sucht ausbaufähige Dauerstellung.

Angebote unter „**Der Bauingenieur 1.277**“ an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Beratender Ingenieur für Statik und konstruktiven Ingenieurbau in führendem kanadischen Ingenieurbüro,

BAUINGENIEUR

TH Karlsruhe 1951

Spezialfach:

konstruktiver Wasser- und Kraftwasserbau

sucht ausbaufähige Stellung für Spätsommer 1961. Zehn Jahre Auslandserfahrung in Planung, statischer Berechnung und konstruktiver Ausarbeitung von Staudämmen und Wasserkraftanlagen in Kanada. Mitarbeit an zehn Größtprojekten. Zur Zeit verantwortlich für konstruktive Planung eines 1,4-Millionen-PS-Projektes. Fünf Jahre Lehrer an Volkshochschule für Bauingenieurwesen.

**Dipl.-Ing. Paul J. Folberth, P. Eng.,
M. E. I. C., M. A. S. C. E.**

479 Portage Road North, Niagara Falls, Kanada

Wir sind ein junges unabhängiges Ingenieurbüro für das Bauwesen. Unser Tätigkeitsbereich erstreckt sich auf die Bearbeitung von

Ingenieurbauten,
statischen Berechnungen,
Straßenbau-Projekten,
Sanitär- und Heizungs-Projekten.

Die Aufgaben sind meistens groß und interessant. Die Anzahl unserer Mitarbeiter liegt bei etwa 50. Die uns bekannten Aufträge für die nächsten Monate zeigen uns, daß wir noch weitere junge, an ihrer Arbeit interessierte

Ingenieure und Diplom-Ingenieure

für folgende Fachgebiete brauchen:

1. statische Bearbeitung,
2. Straßenbau und Vermessung,
3. Sanitär und Heizung.

Wer an einer Mitarbeit interessiert ist, den bitten wir, uns dies mit Angabe seiner Schulbildung, Berufserfahrung und Gehaltswünsche mitzuteilen, um so eine erste persönliche Kontaktaufnahme vorzubereiten. Angebote unter „**Der Bauingenieur 1275**“ an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Die Wasser- und Schiffahrtsdirektion Mainz — Neubauabteilung für den
Ausbau der Mosel — in Trier, Bahnhofplatz 8, sucht

mehrere Diplom-Ingenieure mehrere Ingenieure für Tiefbau einen Ingenieur für Maschinenbau

Bedingung: Erfahrung im Erd-, Wasser- oder Stahlwasserbau erwünscht.

Neben der Bezahlung nach TO. A werden

Baustellenzulagen, Verpflegungszuschuß, Fahrtkostenerstattungen, Beihilfe bei der Wohnungsbeschaffung und alle sonstigen tariflichen Zuwendungen gewährt.

Mit der Bewerbung sind

handgeschriebener Lebenslauf, behördlich beglaubigte Schul- und Berufszeugnisabschriften, Lichtbild, polizeiliches Führungszeugnis, Referenzennachweis und lückenloser Tätigkeitsnachweis einzureichen.



DECKEN-ORGANISATION
über 70 Werke im Bundesgebiet!

Auskunft durch die Zentrale:
Rheinbau GmbH, O. D. O.
Wiesbaden, Alexandrastr. 3
Tel. 431 30 / 431 31

Compakta

beseitigt Fußbodenschäden in Beton, Asphalt, Stein, Steinholz. Prospekt durch
Baustoff-Chemie, Seebuck/Oberbayern

Statiker, Bauleiter Vermessungsingenieure

für alle Gebiete des Bauwesens.

Zum baldigen Eintritt oder später gesucht.

Auch stellen wir Nachwuchskräfte ein — gute Aufstiegsmöglichkeit vorhanden.

Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften, Gehaltsanspruch erbeten an

Peter Bauwens Bauunternehmung

Personalabteilung

Köln, Antwerpener Str. 55

Öffentliche Ausschreibung

Verkauf

2 eingleisige Fachwerküberbauten von je
 $12 \times 9,10 \text{ m} = 109,20 \text{ m}$ Stützweiten.

Bauweise: Trapez-Fachwerkträger mit Längs- und Querträgern, sowie oberem und unterem Windverband in genieteter Konstruktion.

Brückenklasse: Lastenzug E (1925).

Baujahr: 1943.

Baustoff: Hauptträger, Stahlgüte St 52; Fahrbahn und Verbände usw. Stahlgüte St 37.

Hauptträgerhöhe: im System 12 m.

Hauptträgerentfernung: im System 6,10 m.

Fußwege: beiderseits je 1,2 m lichte Breite mit Innen- und Außengeländer.

Bauhöhe: 1,70 m.

Gewicht: $2 \times 610 \text{ t}$ je Überbau einschl. Lager = 1220 t.

Zustand: 1956 wurden nach Entrostung 2 Bleimennige-Grund- und 2 Eisenglimmer-Deckanstriche aufgebracht.

Die gesamte Konstruktion wird sorgfältig enttiet und ab Ende Mai 1961 in versandfähigen Teilen, auf Bahnwagen im Hafengleis Oberlahnstein verladen, dem Käufer übergeben.

Weitere Einzelheiten sind aus den bei der Bundesbahndirektion Mainz, Kaiserstr. 3, zur Einsicht aufliegenden Unterlagen zu entnehmen.

Die Brücke kann täglich während der normalen Bürozeiten nach vorheriger Anmeldung bei dem Bundesbahn-Betriebsamt Koblenz 1, Südallee 41, besichtigt werden.

Kaufangebote sind bis spätestens 15. März 1961 mit der Aufschrift „Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Koblenz-Horchheim“ bei der

Bundesbahndirektion Mainz, Kaiserstr. 3

schriftlich einzureichen.

Kompletter Jahrgang ungebraucht abzugeben:

1. Der Bauingenieur: Jahrgang 48—52, 56—59,
 2. Die Bautechnik: Jahrgang 48, Nr. 4—12, Jahrgang 48—52 komplett,
 3. Der Baumeister: Jahrgang 49, komplett,
 4. Der Bau: Jahrgang 48, Nr. 1—24,
 5. Bauplanung — Bautechnik: Jahrgang 47, 6 Hefte, Jahrgang 48—49 komplett,
 6. Bauen und Wohnen: Jahrgang 47, 12 Hefte, Jahrgang 49, 9 Hefte
- Graf: „Gasbeton, Schaumbeton, Leichtkalkbeton“.
- Zuschriften unter: H. G. Nr. 133, Köckersried, Post Gotteszell (13b), Bayr. Wald.

CERINOL
Beton- u. Mörteldichtungsmittel

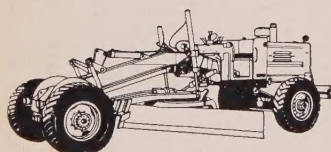
EUROLAN
Schutz- und Isolieranstrich

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE DATTELN

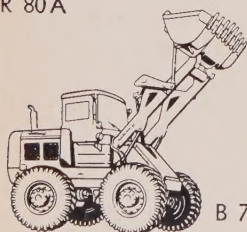
PLASTIKOL
Dachschutz und Isoliermasse

RELAX
Schalöl

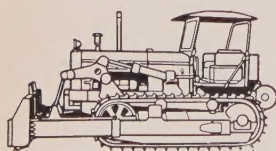
Ihr starker Arm



GR 80 A



B 70 AF



K 90 E

Industriemaschinen - Programm der RHEINSTAHL HANOMAG: Planier- und Laderraupe 65, 90 und 140 PS; Schaufellader und Straßenhobel 70 PS, beide Geräte allradgetrieben.

Ladearbeit von Hand ist Knochenarbeit. Der fortschrittliche Bauunternehmer erspart daher die Muskeln seiner Männer durch Hydraulik-Kraft.

Überall dort, wo heute Material verladen wird, finden Sie die HANOMAG-Laderraupe. Sie ist der starke Arm des Bauunternehmers! Vielfältig sind die Ausrüstungsmöglichkeiten der K 65: Frontladeeinrichtung mit Standard-, Fels- oder Leichtstoffschaufel; Frontladeeinrichtung mit Seitenkippschaufel; Combilader mit Frontal- und Überkopfladen. Alle HANOMAG-Laderraupeen können mit Austauschplaniergerät versehen werden.

Wir informieren Sie gern ausführlich. Bitte senden Sie uns den untenstehenden Gutschein mit Ihren Wünschen.

RHEINSTAHL HANOMAG

HANNOVER



GUTSCHEIN

An RHEINSTAHL HANOMAG A.G., Hannover A 2

Senden Sie mir bitte Unterlagen über

Raupe K 65 ☐ Schaufellader B 70 AF ☐ Bauprogramm

Name:

Ort/Kreis:

Straße: